

Modellering och dimensionering av industrihall av stål

Med traverskranar

Simon Henriks

Examensarbete för (YH)-ingenjörsexamen
Utbildningsprogrammet för byggnadsteknik
Vasa 2015



EXAMENSARBETE

Författare:	Simon Henriks
Utbildningsprogram och ort:	Byggnadsteknik Vasa
Inriktningsalternativ:	Konstruktionsteknik
Handledare:	Anders Borg

Titel: *Modellering och dimensionering av industrihall av stål – Med traverskranar*

Datum: 28.4.2015

Sidantal: 35

Bilagor: 5

Abstrakt

Detta examensarbete är utfört åt WSP Sverige Ab i Umeå. Målet med examensarbete var att framställa tillverkningsritningar för stålstommen till Komatsu Forest's nya industribyggnad i Umeå samt att dimensionera en ramsektion i testdelen av hallen. Ramsektionen dimensioneras mot naturlaster, krafterna från kranbanan. Pelarna i ramsektionen dimensioneras även mot brand. Hallbyggnaden blir uppdelad i två delar där en del är för testning och granskning av skogsmaskinerna och den andra delen blir i två plan med verkstad och kontorsutrymmen.

Modelleringen gjordes i Tekla Structures 20.0.8. Programmet CraneGirder EC 12 användes för att dimensionera kranbana och få utrett de krafter som verkar på ramen från traverskranarna. Ramen dimensionerades i Robot Structural Analysis och branddimensioneringen gjordes enligt EN 1991-1-2 och EN 1993-1-2 i Mathcad 15. Resultatet blev förhandskopior på stålstommen samt att en ramsektion dimensionerats mot lasterna som verkar på den vid normal temperatur och vid brand.

Språk: svenska

Nyckelord: branddimensionering, ramanalys, travers

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä:	Simon Henriks
Koulutusohjelma ja paikkakunta:	Rakennustekniikka Vasa
Suuntautumisvaihtoehto:	Rakennesuunnittelu
Ohjaajat:	Anders Borg

Nimike: *Teräksisen teollisuushallin mallinnus ja mitoitus – Siltanostureilla.*

Päivämäärä: 28.4.2015

Sivumäärä: 35

Liitteet: 5

Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö on suoritettu WSP Sverige Ab:lle Uumajassa. Opinäytetyön tavoitteena oli tehdä tuotantopiirrustuksia teräsrungosta Komatsu Forestin uudelle teollisuushallille Uumajassa, ja myös mitoittaa runko osa hallin testiosastolle. Runko-osa mitoitettiin kestäämään luonollisia kuormia, nosturiradan voima ja myös paloa. Rakennus jaetaan kahteen osaan. Toinen osa on metsäkoneiden testausta varten. Toinen osa tulee olemaan kaksikerroksinen työpajan ja toimistoja varten.

Hallin muotoilussa olen käyttänyt Tekla Structures 20.0.8 -Ohjelma. Ohjelmaa CraneGirder EC 12 käytettiin nosturiradan mitoitukseen ja siltanostureiden runkoon kohdistunien voimien määrittämiseen. Hallin runko on mitoitettu Autodesk Robot -ohjelmassa ja palomitoitus on tehty EN 1991-1-2 ja EN 1993-1-2 -standardien mukaan Mathcad 15 -ohjelmassa. Tulos oli ennakkopiirrustuksia teräsrungosta ja runko-osa, joka on mitoitettu kestäämään normaalin lämpötilan kuormia sekä myös paloa.

Kieli: ruotsi

Avainsanat: palomitoitus, runkomitoitus, siltanosturi

BACHELOR'S THESIS

Author: Simon Henriks
Degree program: Construction engineering
Specialization: Structural design
Supervisor: Anders Borg

Title: *Modeling and designing of an industrial hall of steel – With overhead cranes*

Date 28.4.2015 Number of pages 35 Appendices 5

Abstract

This Bachelor's thesis is made for WSP Sverige Ab in Umeå. This thesis has two primary purposes. The first was to produce manufacturing drawings of the steel frame for Komatsu Forest's new industrial building in Umeå. The second primary purpose was to design a frame section in the test section of the building against snow load, wind load and against the forces from the crane track and also fire proof the frame's columns. The building will be divided into two parts, one half will be used for the testing of new forest equipment and the other half will be made in two planes with a workshop on the ground floor and offices on the upper floor.

The modelling was made in Tekla Structures 20.0.8. CraneGirder EC 12 was used to design the crane track and to investigate the forces that work on the frame section because of the crane track. The frame is dimensioned in Robot Structural Analysis and the fire dimensioning was done in Mathcad 15. The result was preliminary drawings of the steel frame and a frame section that has been dimensioned against the loads acting on it under normal conditions and when it is exposed to fire.

Language: Swedish Keywords: fire design, frame analysis, overhead crane

Innehållsförteckning

1 Allmänt.....	1
1.1 Bakgrund.....	1
1.2 Uppdragsgivaren	1
1.3 Mål och syfte.....	1
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Metoder och verktyg.....	3
2 Branddimensionering	4
2.1 Regelverk för branddimensionering	4
2.2 Brandteknisk klassindelning av byggnader	4
2.3 Brandteknisk klassindelning av byggnadsdelar	6
2.4 Brandskydd i byggnader	10
2.2.1 Brandskyddsmetoder	10
2.2.2 Brandskyddsmaterial	11
2.5 Dimensionerings metoder.....	14
2.5.1 Tabellerad data	15
2.5.2 Förenklade beräkningsmodeller	15
2.5.3 Avancerade beräkningsmodeller	15
2.6 Dimensioneringens tillvägagångssätt	16
2.6.1 Brandlastfall	16
2.6.2 Kritiska temperaturen	17
2.6.3 Sektionsfaktorn.....	18
2.6.4 Temperaturutveckling	18
3 Ramanalys.....	19
3.1 Egenvikt.....	19
3.2 Snölast	19
3.3 Vindlast.....	21
3.4 Traverslast.....	26
3.4.1 Lyft- och driftklass	27
3.4.2 Laster	27
3.4.3 Toleranser.....	29
3.4.4 Räl typer.....	29
3.5 Dimensionering av anslutningar.....	30
4 Modellerings.....	31
4.1 Tekla Structures	32
5 Resultat	32
6 Diskussion	33
7 Källförteckning	34

Bilageförteckning

Bilaga 1	Framtagning av lasternas grundvärden
Bilaga 2	Traverstekniska data från ABUS
Bilaga 3	Dimensionering av kranbana, utdrag från CraneGirder
Bilaga 4	Dimensionering av ramsektion
Bilaga 5	Branddimensionering

1 Allmänt

Detta examensarbete behandlar branddimensionering, ramanalys och dimensioneringen av en kranbana. Examensarbetet omfattar 15 yrkeshögskolepoäng och har gjorts vid yrkeshögskolan Novia. Examensarbetet utförs åt WSP Sverige Ab.

1.1 Bakgrund

Under sommaren 2014 och under den företagsförlagda utbildningen jobbade jag för konsultföretaget WSP Sverige Ab. Under den tiden i Umeå diskuterades möjligheten att göra ett examensarbete hos WSP med gruppchefen. Under hösten 2014 gav arbetsgivaren erbjudandet att projektera en hallbyggnad som examensjobb. Förutom att projektet var intressant så gav det möjlighet att få mycket ny kunskap speciellt om modelleringsprogrammet Tekla Structures som är ett viktigt verktyg för byggnadskonstruktörer och speciellt för stålkonstruktörer.

1.2 Uppdragsgivaren

Uppdragsgivaren för detta examensarbete är WSP Sverige Ab byggprojekteringsavdelning i Umeå. Avdelningen byggprojektering i Umeå har 15–20 personer anställda och på hela WSP-kontoret i Umeå jobbar ungefär 150 personer. WSP Sverige Ab är en del av WSP Group som är ett globalt företag med ca 32 000 anställda. Huvudkontoret finns i Montreal Kanada. WSP finns även på några orter i Finland. (*WSP Group*)

1.3 Mål och syfte

Examensarbete har två huvudmålsättningar. Den första var att göra tillverkningsritningar på stålstommen till Komatsu Forests nya test- och justeringshall med kontor som ska byggas i Umeå. Hallen blir ca 9 m hög, 20 m bred och 65 m lång. Hallen delas på mitten med test- och justerings möjligheter i ena ändan och verkstad i den andra ändan på bottenvåningen och en våning med kontor ovan. Testdelen ska även ha en traversbana med

två 16 tons traverser för att underlätta arbetet med maskinerna. Syftet var att göra tillverkningsritningar och att jag skulle lära mig Tekla Structures bättre eftersom att de på WSP i Umeå behövde fler som kunde projektera i Tekla när det behövs. I fortsättningen av texten kommer Tekla Structures att benämnas endast Tekla.

Den andra huvudmålsättningen är att göra en kontrollberäkning av en ramsektion i den delen av hallen där traversbanan ingår och även göra en branddimensionering av pelarna i ramsektionen. Syftet här är att få en inblick i dimensioneringen av en hall med traversbana och branddimensionering.

1.4 Avgränsningar

När den första planeringen av arbetet började var det tänkt att det skulle göras både en FEM-design modell för dimensionering av hela hallens stomme och dessutom modellerat den i Tekla för att göra ritningar. Men efter att ha tänkt över den tidsram som fanns uteslöts FEM-modellen ganska snabbt på grund av liten erfarenhet av programmet och att handledarna från skolans sida inte hade någon erfarenhet av programmet.

Istället för att dimensionera hela hallen ansåg då skolans handledare att man borde fördjupa sig i byggnadens branddimensionering och de laster som uppkommer av traversen på stålramen. Arbetsgivaren ställde sig positiv till förändringarna och man beslöt att ändra upplägget. Branddimensioneringen utförs enbart för pelarna i hallen eftersom fackverket kommer att levereras av en underleverantör. Dock kommer ändå fackverket att dimensioneras i Robot Structural Analysis 2015 men endast mot snö- och vindlast. I fortsättningen av texten kommer Robot Structural Analysis att benämnas endast Robot.

Kort beskrivning av svenska normer:

- EKS, *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder*. EKS är boverkets styrande dokument för tillämpning av Eurokoderna. EKS innehåller de nationellt valbara parametrarna för Eurokoder som hör till dimensionering av byggnader. Boverket ger ut EKS, den nyaste versionen är EKS 9 2013.

- BBR, *Boverkets föreskrifter och allmänna råd i verkets byggregler*. BBR är Boverkets regelsamling för byggande. I detta examensarbete har BBR21 (2014) använts, från och med 1 mars 2015 började BBR22 gälla. Boverket ger ut BBR.
- EBS, *Vägverkets föreskrifter om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder*. EBS är den norm som styr hur Eurokoderna ska följas när man dimensionerar broar i Sverige. Trafikverket ger ut EBS.
- BKR, *Boverkets föreskrifter om ändring i verkets konstruktionsregler*. BKR ersattes 2011 av Eurokoderna när de började användas i Sverige och är nu mera tillbakadragen. BKR får inte tillämpas längre.
- BSK, Boverkets handbok om stålkonstruktioner. Handboken var ett komplement till BKR innan den ersattes 2011 av Eurokod 3. BSK får inte tillämpas längre.
- BBK, Boverkets handbok om betongkonstruktioner. BBK användes som komplement till BKR men ersattes 2011 av Eurokod 2. BBK får inte tillämpas längre.

1.5 Metoder och verktyg

Då studierna fortgick i Vasa parallellt med examensarbetet så lånade WSP ut en dator för modelleringen och beräkningar. Modelleringen i detta examensarbete är gjord med Tekla Structures 20.0.8. CraneGirder EC12 har använts för att bestämma de laster som uppkommer från traversbanan och för att dimensionera själva traversbanebalken. För att göra branddimensioneringen och ta fram snö och vindlaster på stålramen har Mathcad 15 använts. För att dimensionera själva ramen med de tidigare uträknade lasterna har Robot använts.

2 Branddimensionering

I branddimensioneringsdelen av examensarbetet beskrivs hur man utreder den brandtekniska klassen för byggnader och byggnadsdelar. Olika typer av brandskydd och dimensioneringens tillvägagångssätt beskrivs kort. Branddimensioneringen för pelarna finns redovisad i bilaga 5.

2.1 Regelverk för branddimensionering

De lagmässiga krav som ställs på brandsäkerhet hos byggnader kommer från Plan- och bygglagen 2010:900, 8 kap. 4§. Utifrån de krav som ställs från PBL gör myndigheten Boverket föreskrifter och allmänna råd i Boverkets byggregler. Följs BBR så uppfylls också de lagmässiga kraven som ställs. (*BBR, 2013*)

I Sverige började man 2011 följa de europeiska konstruktionsstandarderna, eurokoderna. I EKS reglerar man säkerhetsnivån till den man önskar ha i Sverige gällande brandmotstånd för bärverk. (*BBR, 2013*)

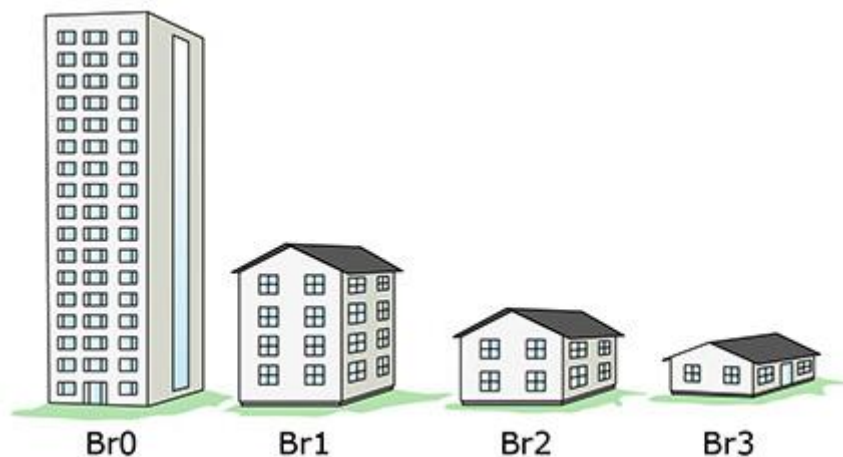
De eurokoder som används vid dimensionering mot brand när det är stålkonstruktioner är:

- SS-EN 1990, *Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*
- SS-EN 1991-1-2, *Laster på bärverk – Del 1-2: Allmänna laster – Termiska och mekanisk verkan av brand*
- SS-EN 1993-1-2, *Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-2: Brandteknisk dimensionering*

2.2 Brandteknisk klassindelning av byggnader

I Boverkets byggregler beskrivs hur byggnader och byggnadens delar delas in i olika brandklasser. För att ta reda på vilka krav som ställs på de olika byggnadsdelarnas bärförmåga ska man först bestämma vilken byggnadsklass byggnaden tillhör. Därefter väljs brandsäkerhetsklass för de olika byggnadsdelarna utifrån byggnadsklassen och risken för personskador vid kollaps av byggnadsdelen.

I Sverige finns fyra byggnadsklasser, Br0, Br1, Br2, Br3 där Br0 är den byggnadsklass som har de högsta kraven på brandskydd. Normalt används de tre andra byggnadsklasserna. Byggnader delas in i olika klasser enligt vilket det aktuella skyddsbehovet är. Byggnadsklass väljs utifrån verksamhetsklassen, antal våningar och byggnadens storlek. (BBR 2013; EKS 2013)



Figur 1 Exempel på indelning av byggnadsklasser (bild hämtad från träguiden.se)

Br1 – Byggnader med stort skyddsbehov

Byggnader som kräver hög brandbeständighet blir placerade i Br1. I en byggnad som är klassad till Br1 finns det stor risk för personskador vid eventuell brand. För denna typ av byggnader ställs höga krav på den bärande och avskiljande konstruktionen.

(BBR 2013; EKS 2013; TräGuiden)

Byggnader som är tre våningar eller fler placeras i klass Br1, byggnader med två våningar ska göras i Br1 om byggnaden:

- Används av sovande personer t.ex. hotell. De som befinner sig i byggnaden är inte bekant med utrymmet.
- Används av personer som inte själv kan sätta sig i säkerhet, t.ex. ålderdomshem.
- Har någon typ av samlingslokal på den övre våningen.

Br2 – Byggnader med måttligt skyddsbehov

Byggnader som medför en måttlig risk för personskador vid brand ska utföras i Br2.

Byggnader med två våningsplan ska göras i minst Br2 om byggnaden:

- Har med två eller fler bostadslägenheter och vindsplanet ska användas som bostad eller arbetsrum.
- Har samlingslokal på markplan.
- Har en byggnadsarea över 200 m².
- Har en våning men är vårdanläggning.
- Delas i enheter som inte är mindre än 200 m² per enhet och inte avskiljs av brandvägg med lägst klass REI-60.

Br3 – Byggnader med litet skyddsbehov

De byggnader som blir Br3 är de som inte passerat in i de två tidigare som nämnts ovan.

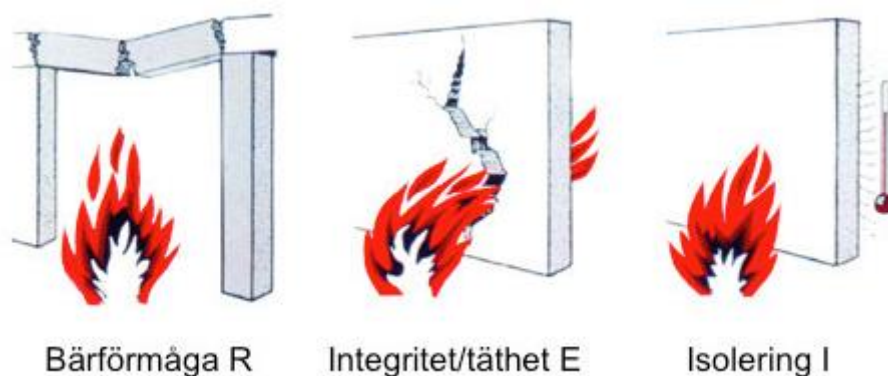
För att avgöra vilken byggnadsklass den aktuella byggnaden tillhör ska några inverkanse faktorer beaktas som utrymningsmöjligheterna ska bedömas med hänsyn till byggnadens höjd, volym och antal plan. samt vilken verksamhetsklass byggnaden har:

- Verksamhetsklass 1 – Industri, kontor m.m.
- Verksamhetsklass 2 – Samlingslokaler m.m.
- Verksamhetsklass 3 – Bostäder m.m.
- Verksamhetsklass 4 – Hotell m.m.
- Verksamhetsklass 5 – Vårdmiljöer m.m.
- Verksamhetsklass 6 – Förhöjd brandrisk

2.3 Brandteknisk klassindelning av byggnadsdelar

Olika klassbeteckningar används på byggnadsdelar beroende på funktion i byggnaden:

- R – Bärförmåga, byggnadsdelen ska kunna bära lasten utan att kollapsa vid brand så länge som tiden efter beteckningen anger i minuter.
- E – Integritet, byggnadsdelen ska vara så tät att den inte släpper genom rök, rökgaser eller flammor till intill liggande utrymmen.
- I – Isolering, innebär att om eld uppstår ska inte värmen kunna stråla in i intill liggande utrymmen.
- M - Står för mekanisk påverkan och används i samband med brandmurar.



Figur 2 Illustration av de olika klassbeteckningarna (bild hämtad från Träguiden.se)

De här beteckningarna används för att klassa en byggnadsdel, ofta kombinerade med varandra och efter beteckningen följer ett tidskrav som kan vara mellan 15 och 360 minuter. Tiden som anges är hur länge byggnadsdelen är dimensionerad att minst kunna hålla t.ex. sin last eller hålla tätt mot rök. Tidskravet på en byggnadsdel beror på vilken brandsäkerhetsklass den placeras i. Brandsäkerhetsklasserna finns från 1 till 5 där 1 är den minsta risken för personskador och 5 är den största risken för personskador.

(BBR 2013; EKS 2013)

Enligt EKS (2013) ska byggnadsdelar hänföras till brandsäkerhetsklasser enligt tabell 1 nedan detta görs utifrån risken för personskador om byggnadsdelen kollapsar under brand. Det som ska tas hänsyn till är:

- Risk att det finns personer i skadeområdet.
- Annat som kan hända till följd av brand som fortskridande ras.
- Karaktären på det brott som sker i byggnadsdelen, segt eller skört brott.
- Om utrymnings- och räddningsmöjligheter påverkas.

Tabell 1 Bestämning av brandsäkerhetsklasser (EKS 2013, Tabell C-2)

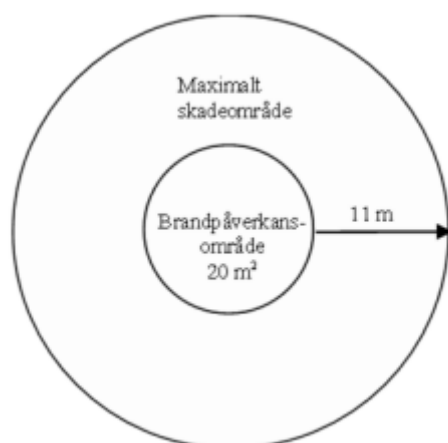
Brandsäkerhetsklass	Risk för personskada vid kollaps av byggnadsdelen
1	Ringa
2	Liten
3	Måttlig
4	Stor
5	Mycket stor

För att lättare kunna bestämma byggnadsdelars brandsäkerhetsklass har tabeller gjorts med olika exempel i de 3 vanliga brandsäkerhetsklasserna Br1, Br2 och Br3. Enligt den brandutredning som brandingenjörsföretaget Bricon Ab gjort placeras hallens bärande konstruktion i Br2 brandsäkerhetsklass 3.

Tabell 2 Byggnadsdelars brandsäkerhetsklass för Br2-byggnader (EKS 2013, Tabell C-4)

Brandsäkerhetsklass	Exempel på byggnadsdelar i en Br2-byggnad
1	Vissa bärverk i säkerhetsklass 1, takfot, icke-bärande innervägg, skärmtak eller balkong utan gemensamt bärverk. Bärverk som tillhör byggnadens huvudsystem och som vid kollaps inte kan leda till fortskridande ras i brandlastfallet. Exempel på byggnadsdelar kan vara fackverk, pelare som vid kollaps endast påverkar ett begränsat område.
2	-
3	Bärverk som tillhör byggnadens huvudsystem och som vid kollaps kan leda till fortskridande ras i brandlastfallet. Trappplan och trapplopp som utgör utrymningsväg och som är beläget under översta källarplanet.
4	-
5	Bärverk som tillhör byggnadens huvudsystem och som är beläget under översta källarplanet.

När byggnaden som i detta fall är i Br2 ska en bedömning göras om det finns risk för fortskridande ras av bärverket. För att undersöka om det finns risk för fortskridande ras finns det i EKS (2013) råd om hur bedömningen kan gå till. Man tänker sig att en brand uppstår med ett brandpåverkansområde på 20 m² som är placerat ogynnsamt. Standardbrandkurvan ISO 834 (se kapitel 2.6) kan användas som dimensionerande temperatur-tid-kurva som verkar i 30 min. Byggnadsdelar kan placeras i brandsäkerhetsklass 1 om skadan av kollaps av byggnadsdelar under 30 min. brand kan begränsas till det maximala skadeområdet som visas i Figur 3. Om inte placeras byggnadsdelarna i brandsäkerhetsklass 3. Den här bedömningen görs för alla de byggnadsdelar som finns i brandverkansområdet under 30 min. Om bygganden är till för vård eller boende för personer som behöver vård bör byggnadens huvudsystem placeras lägst i brandsäkerhetsklass 3. (BBR 2013; EKS 2013)



Figur 3 Brandpåverkansområde (EKS 2013, figur C-2)

Efter att brandsäkerhetsklassen för en byggnadsdel bestämts väljer man brandteknisk klass ur Tabell 3 nedan. I EKS beskrivs två tillvägagångssätt att bestämma brandmotståndskravet för en byggnadsdel, oberoende av vilken metod man väljer är det brandsäkerhetsklassen som är avgörande, de två metoderna är dimensionering enligt naturligt brandförlopp och dimensionering enligt klassificering som beskrivs i nästa stycke. (EKS, 2013)

Den brandtekniska klassen bestämmer hur länge byggnadsdelen ska kunna vara utsatt av ett nominellt brandförlopp utan att kollapsa. De tre olika brandtekniska klasserna är olika brandbelastningar som beror på hur mycket brännbart material eller brandfarligt material som finns i byggnaden. Brandbelastning kan beräknas eller utläsas ur tabeller. Enligt EKS kan den första kolumnen i tabell 3 (800 MJ/m^2) användas för utrymmen som bostäder, kontor, skolor, hotell, personbilsgarage, livsmedelsbutiker och lägenhetsförråd. De tidskrav som anges inom parenteser i Tabell 3 används om det finns sprinkler i bygganden som ska dimensioneras. (EKS 2013; Thor, 2012)

Tabell 3 Brandteknisk klass i bärande avseende (EKS 2013, Tabell C-7)

Brandsäkerhetsklass	Brandteknisk klass vid brandbelastning f (MJ/m^2)		
	$f \leq 800 \text{ MJ/m}^2$	$f \leq 1600 \text{ MJ/m}^2$	$f > 1600 \text{ MJ/m}^2$
1	0	0	0
2	R15	R15	R15
3	R30	R30	R30
4	R60	R120 (R90*)	R180 (R120*)
5	R90 (R60*)	R180 (R120*)	R240 (R180*)

För byggnadsdelar som ingår i brandceller finns Tabell 4. Krav på skydd mot brandspridning kommer från boverkets byggregler. (BBR 2014)

*Tabell 4 Krav på byggnadsdelar med avseende på brandsäkerhetsklass
(EKS 2013, Tabell C-8)*

Brandsäkerhetsklass	Exempel på byggnadsdelar som krävs för att upprätthålla brandcells- eller sektioneringsgräns*
1	-
2	Bärverk som krävs för att upprätthålla avskiljande konstruktion motsvarande brandteknisk klass EI 15.
3	Bärverk som krävs för att upprätthålla avskiljande konstruktion motsvarande brandteknisk klass EI 30.
4	Bärverk som krävs för att upprätthålla avskiljande konstruktion motsvarande brandteknisk klass EI 60.
5	Bärverk som krävs för att upprätthålla avskiljande konstruktion motsvarande brandteknisk klass EI 90.

2.4 Brandskydd i byggnader

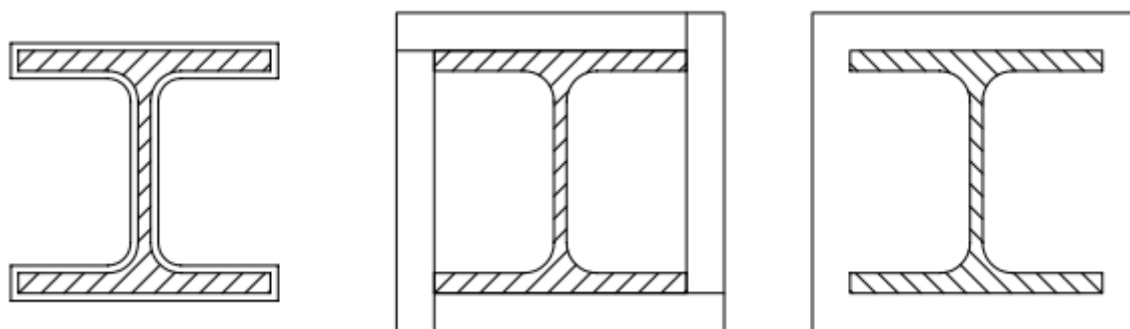
När brand uppstår i en byggnad med stålstomme kan branden i värsta fall leda till att byggnaden kollapsar. Brandskyddets uppgift är att ge de personer som befinner sig i en brinnande byggnad tid att utrymma förrän kollaps eventuellt inträffar.

Det finns aktivt och passivt brandskydd. Vanliga exempel på aktivt brandskydd är sprinklersystem, brandalarm och rökventilation för att kunna ventilerar ut giftiga gaser som uppstår vid brand. Passivt brandskydd är sådana system som fungerar utan att behöva aktiveras, exempel är brandväggar som delar byggnaden i brandceller, utrymningsvägar samt brandskydd som placeras på byggnadsstommen. (Karlström, 2006)

2.2.1 Brandskyddsmetoder

Brandskydd på stål kan göras med många olika metoder och olika material som skydd. Vanligt är att pelare och balkar av stål byggs in i väggar och bjälklag, på detta sätt blir stålet skyddat mot branden utan att lägga till extra brandskydd. Ett exempel på när stålstommen är skyddad är samverkansbjälklag där man använt sig av deltabalkar och håldäck, där blir endast den nedre flänsen direkt utsatt för branden. När pelare byggs in i väggar bildas det ett brandskydd av de gipsskivor som täcker väggen. Det här är en

omtyckt metod eftersom den kan reducera mängden brandisolering eller brandskyddsfärg som behövs till en byggnad och därmed sparar pengar. (Isaksson m.fl. 2010)



Figur 4 Exempel på hur stål skyddas, från vänster: Brandskyddet följer profilen. En låda med brandskyddsmaterial byggs kring profilen. Profilen har en solid massa kring sig.

När man dimensionerar brandskydd behöver man veta hur olika brandskydd fästs på stålprofiler. I huvudsak finns de tre ovannämnda metoderna, se figur 4. Brandskyddsfärg och sprutisolering följer profilens kontur när de blivit applicerade. Om man använder isolerings skivor som skydd görs en låda kring profilen. För att få en solid massa kring profilen kan den t.ex. gjutas in i betong. (Karlström, 2006)

2.2.2 Brandskyddsmaterial

Vanligaste sättet att brandskydda stålkonstruktioner är att med isolering skydda stålet. Isoleringen måste då ha bra isoleringsförmåga för att kunna hålla värmen borta från stålet. Isoleringen ska helst vara av obrännbart material och ska hållas fast på konstruktionen enligt det tidskrav som ställs på brandskyddet. (Karlström, 2006)

Det finns flera olika alternativa brandskydd, alla med olika priser och effektivitet. Vanliga brandskyddsmaterial är:

Brandskyddsfärg

Brandskyddsfärg målas på stålet i flera lager som normalt har en tjocklek på ca 0,2–3 mm. Att använda brandskyddsfärg kan vara kostnadseffektivt i avseende på appliceringen av brandskyddet som är en av de största kostnaderna med brandskydd. Ofta kan färgen appliceras redan i verkstaden förrän stålet levereras till byggarbetsplatsen.

Brandskyddsfärgen täcks oftast av en täckfärg. Brandskyddsfärgen skyddar stålet mot brand genom att det expanderar och blir ett skumskikt på ca 30 mm när det blir utsatt av branden. *(Ruukki, 2010)*

Gipsskivor

Om man bygger in stålkonstruktioner i väggar eller mellanbjälklag kan det ofta vara gips utanpå färdigt. Gips har en bra yta som lämpar sig för ytbehandling. Gipsskivorna bildar då ett brandskydd för stålet. Gips innehåller ca 20–25 % vatten som är kemiskt bundet. Vid en brand då skivorna upphettas frigörs vattnet som blir till vattenånga, detta kräver stora energimängder. Det finns också speciella gipsskivor som har ett högre brandmotstånd på grund av att de är fiberarmerade. *(Karlström, 2006)*

Samverkans konstruktioner

I t.ex. bjälklag med håldäck som vilar på delta-balkar kommer betongen att skydda stålbalen från alla håll mot brand förutom på underfläns. I fall kraven inte är så höga räcker det ofta med att göra en något tjockare underfläns för att uppnå tillräckligt hög brandteknisk klass. Eftersom stålet blir skyddat kommer uppvärmningen att ske långsammare än om den var direkt utsatt för brand, om stålet samverkar med betong kyla också konstruktionen av betongen. *(Lundin, 2008)*

Sprutisolering

Sprutisolering består normalt utav gips eller en cementbaserad massa. Massan sprutas på konstruktion i olika tjocklekar beroende på vilken brandskyddsteknisk klass man vill uppnå. Tjockleken brukar normalt vara mellan 10 och 70 mm. En stor fördel med sprutisolering är att man kan lätt kan täcka in konstruktioner som har komplexa detaljer. *(Lundin, 2008)*

Fibersilikatskivor

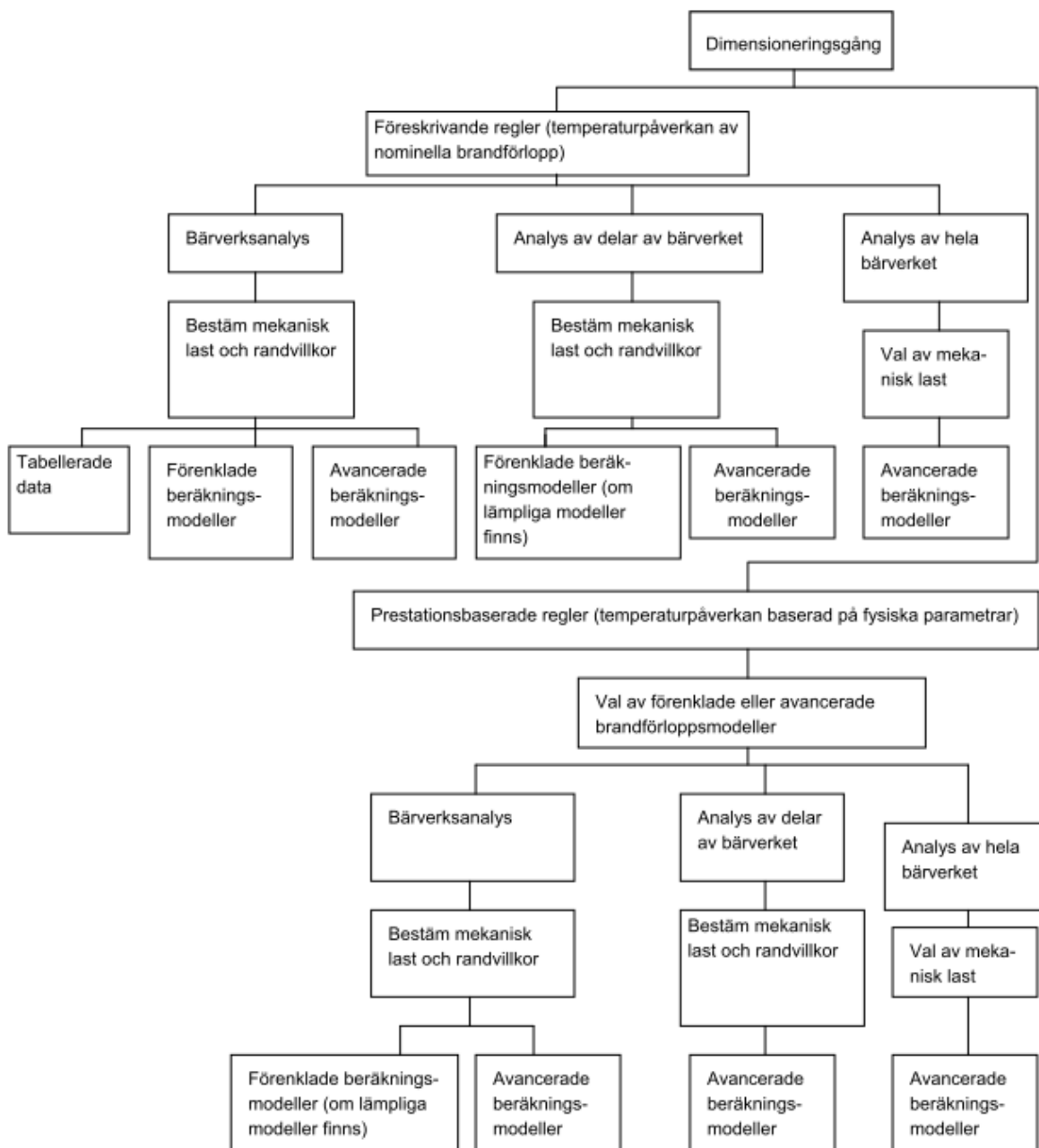
Fibersilikatskivor har en låg värmeledningsförmåga och hög värmekapacitet. De tillverkas av olika råmaterial beroende på tillverkare men material som används är kalciumsilikat, glimmer, bränd kalk, kvarts eller perlit. Skivorna fiber armeras tål mycket hög temperatur och på grund av materialets goda brandmotstånd kan man med ett tunt skikt få högt brandmotstånd, 25 mm fibersilikatskiva kan klara två timmar brand. *(Karlström, 2006)*

Stenullsskivor

Stenullsskivor med densiteten 100–200 kg/m³ används som brandskydd. Skivorna fästs på stålprofiler med låsbrickor till stift som är svetsade på profilerna. Ofta gör man lådor kring stålprofilerna av skivorna. (*Lundin, 2008*)

2.5 Dimensioneringsmetoder

För att göra bärverksanalys för stål mot brand används EN 1993-1-2 Brandteknisk dimensionering. Enligt denna finns det tre metoder för att dimensionera stålkonstruktioner mot brand. I Figur 5 ser man möjliga tillvägagångssätt som kan användas för branddimensionering.



Figur 5 Dimensioneringsgång. I de tre rutorna som är längst till vänster ser man de olika tillvägagångssätten för branddimensionering, från vänster: Tabellerade data, Förenklade beräkningsmodeller, Avancerade beräkningsmodeller. (EN 1993-1-2)

2.5.1 Tabellerad data

Tabellerade data är en metod som ska vara relativt enkel att använd. Tabellerna som används kommer inte från eurokoderna utan de tas från tillverkare som gör brandskyddsmaterial och testade och certifierade tabeller. Brandskydden ska ha ett typgodkännandebevis vilket betyder att de har blivit godkända enligt de krav som ställs från BBR. I tabellerna finns det färdigt uträknat hur tjockt brandskydd som behövs för att skydda stålprofilerna, detta finns endast för standard profiler men även för mindre vanliga stålprofiler ska endast enkla beräkningar behöva utföras för att kunna använda denna ”schablon metod”.

2.5.2 Förenklade beräkningsmodeller

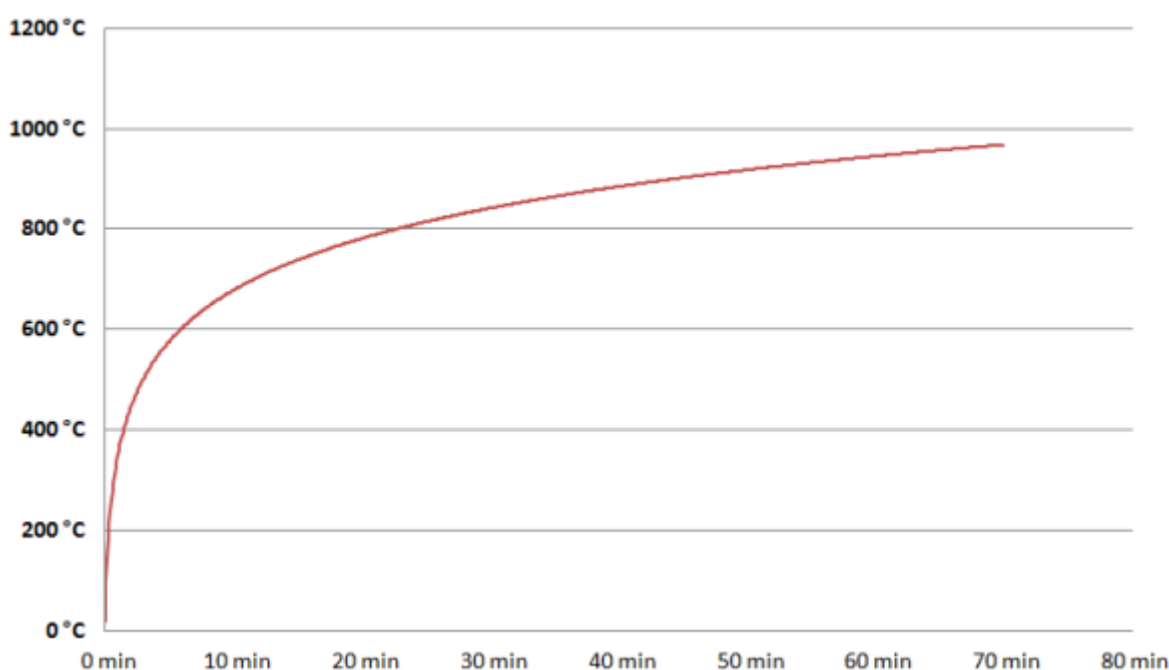
I förenklade beräkningsmodeller används EN 1993-1-2 som ger de formler och tabeller som behövs. Den förenklade beräkningsmodellen kan endast göras med komponentanalys, alltså enskilda bärverksdelar. Den förenklade beräkningsmodellen kan göras med två metoder. Första metoden fungerar så att man först beräknar ut den kritiska temperaturen för stålprofilen, vilket är temperaturen när profilen inte längre kan bära den last den är menad att bära. I den andra metoden beräknas tvärsnittets bärförmåga vid en given temperatur, denna metod beskrivs närmare i kapitel 2.6.4 (*EN 1993-1-2*)

2.5.3 Avancerade beräkningsmodeller

Den tredje metoden avancerade beräkningsmodeller baseras på finita elementmetoder som ofta kräver datorstöd. Den här metoden används mer när objektet som dimensioneras har en ovanlig geometri och när man vill analysera hela konstruktionen och inte bara vissa delar som de två tidigare metoderna gör. (*EN1993-1-2*)

2.6 Dimensioneringens tillvägagångssätt

Den metod som jag valt att använda hör till förenklade beräkningsmodeller. Brandskyddet kommer att dimensioneras med standardbrandkurvan som är den vanligaste modellen av så kallat brandscenario/brandförlopp. Enligt ISO-834 standarden utgår standardbrandkurvan från att temperaturen från början är 20 °C och temperaturen ökar vid brand enligt formeln $T = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1)$, T står för temperaturen i utrymmet som brinner och t för tiden i brandförloppet. (Karlström, 2006)



Figur 6 Standardiserade brandförloppet enligt ISO 834

2.6.1 Brandlastfall

I den förenklade metoden dimensionerar man mot de snittkrafter som verkar i bärverket vid normal temperatur men de multipliceras med en reduktionsfaktor $\eta_{fi,t}$ för att få de krafter som ska användas vid branddimensioneringen. Reduktionsfaktorn $\eta_{fi,t}$ är förhållandet mellan konstruktionens egenvikt och dominerandelast. I Eurokod 3-1-2 finns en formel för att kunna räkna ut detta förhållande:

$$\eta_{fi,t} = \frac{G_k + \Psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

$\gamma_G = 1,35$ partialkoefficienten för permanenta laster

$\gamma_{Q,1} = 1,5$ partialkoefficienten för variabla laster

G_k = karakteristiskt värde för permanenta last

Q_k = karakteristiskt värde för variabel last

ψ_{fi} = Kombinationsfaktorn hittas i EKS (2013) i Tabell B-1.

Förenklat kan $\eta_{fi,t}$ sättas till 0,65 så är man på säkra sidan, men i fall som lagerutrymmen som tillhör lastkategori E skall $\eta_{fi,t} = 0,7$. Om man av någon anledning inte känner till konstruktionsdelens utnyttjandegrad så man inte vet vad man ska reducera antar man att den är fullt utnyttjad och att den kritiska ståltemperaturen nås vid 450 °C. Utnyttjandegraden avser hur mycket en bärverksdels bärförmåga är utnyttjad i procent av den totala bärförmågan bärverket kan uppnå.

(Karlström, 2006; EN 1993-1-2)

2.6.2 Kritiska temperaturen

Den kritiska temperaturen för ett bärverk är den maximala temperaturen som bärverket väntas kunna uppnå utan att kollapsa. Den kritiska temperaturen är oftast någonstans mellan 480 °C och 650 °C beror då på hur stor utnyttjandegrad det utsatta bärverket har.

(Borg, 2010)

För stålkonstruktioner som man av någon anledning inte kan bestämma den kritiska temperaturen för används vanligen 450 °C som kritiskt temperatur enligt allmän praxis i Sverige. Denna kritiska temperatur används också på tvärsnittsklass 4 tvärsnitt, kritiska temperaturen för tvärsnittsklass 4 tvärsnitt i Finland är 400 °C. Den allmänna kritiska temperaturen varier mycket från land till land t.ex. är denna temperatur i USA satt till 540 °C medan den i Japan är satt till 350 °C. Kritiska temperaturen kan beräknas med formler som finns givna i EN 1993-1-2. Men den här metoden kan inte användas om bärverket måste dimensioneras mot instabilitet som knäckning och vippning (det här är den första metoden som kort nämns tidigare i kap. 2.5.2). Andra alternativ för att granska om bärverket har tillräcklig bärförmåga vid brand är att beräkna bärförmågan vid en viss temperatur se kapitel 2.6.4. *(Karlström, 2006; EN 1993-1-2)*

2.6.3 Sektionsfaktorn

En profils sektionsfaktor är förhållandet mellan den omslutande arean och profilens volym. Sektionsfaktorn påverkas också om profilen är skyddad mot direkt brand från en eller flera håll. Större stålvolym i förhållande till exponerad yta ger bättre brandmotstånd. Sektionsfaktorn kallas i Eurokod 3 för A_m/V när det är en oskyddad profil men har ibland benämningen F/A eller μ/A i t.ex. brandskydds tillverkares anvisningar vilket beror på att det är gamla benämningar före eurokoderna användes. Om profilen är brandskyddad används benämningen A_p/V . Desto högre värde på sektionsfaktorn (normalt mellan 40 – 300 m^{-1}) ju lättare tar profilen till sig värmen och högre krav på brandskyddet ställs. Sektionsfaktorn kan beräknas med formler men för standard profiler finns tabeller att utgå från. (*Lennon T. m.fl. 2007; EN 1993-1-2*)

2.6.4 Temperaturutveckling

För att ta reda på vilken temperatur tvärsnittet kommer att ha vid en viss tid eller när tvärsnittet uppnår den kritiska temperaturen finns två tillvägagångssätt. Ett alternativ är att med formler ta reda på temperaturstegringen. Detta görs genom att man beräknar hur mycket temperaturen ökar i profilen i intervaller på högst 30 sek. Den andra metoden är att använda sig av nomogram, där man antingen har räknat ut det oskyddade eller skyddade tvärsnittets sektionsfaktor. Med sektionsfaktorn kan man sedan läsa ut antingen vid vilken tid kritiska temperaturen uppnås eller vilken temperatur profilen kommer att ha vid en viss tid. (*Borg, 2010; EN 1993-1-2*)

När temperaturen vid given brandtid blivit utredd kan man plocka ut värdena för $k_{y,\theta}$ som är reduktionsfaktor för stålets effektiva sträckgräns och $k_{e,\theta}$ som är reduktionsfaktor för elasticitetsmodulen ur Tabell 3.1 i Eurokod 3-1-2. Dessa reduktionsfaktorer är beroende av den temperatur man bestämt att tvärsnittet har vid given brandtid. I EN 1993-1-2 finns anvisningar på hur bärförmågan ska beräknas för ett tvärsnitt mot t.ex. knäckning, böjning och axiellt tryck samtidigt samt vippningshållfastheten och momentkapaciteten när tvärsnittet är utsatt för brand. (*EN-1993-1-2*)

3 Ramanalys

För att kunna dimensionera ramen måste de laster som verkar på den redas ut. De laster som beaktas på ramen i det här fallet är egenvikten, snölasten, vindlasten och lasten från traversen. Lasterna reds ut från relevanta Eurokoder och kan ses i bilaga 1, lasterna från traversen utreds i bilaga 2 och 3. Resultatet från ram dimensioneringen kan ses i bilaga 4.

3.1 Egenvikt

Egenvikt är en permanent last G . Egenvikten är den sammanlagda tyngden av bärverksdelar, kranbana och konstruktionsdelar som tak, väggar och fasta installationer. När man gör lastkombinationer bör egenvikt beaktas som en enda last. Tyngd för olika byggmaterial och lagrat material kan fås från EN 1991-1-1. Nyttig last är last för bjälklag och takytor som kommer att bära någon sorts lastkategori t.ex. nyttig last för kontorsutrymmen som är 2-3 kN/m². Egentyngden av kranarna är egentligen en permanent last, det vill säga att egentyngden är alltid den samma. Men eftersom kranens läge varierar betraktas den som en variabel last. Hjultryck som kranleverantörer uppger är i vanligen det dynamiska hjultrycket. (*EN 1991-1-1; Treiber. T*)

3.2 Snölast

Snölast är en nyttolast som måste beaktas när man dimensionerar en byggnad i Sverige där snö förekommer en tid under året. När man beräknar snölast utgår man från tabellvärden över snö på marken på olika orter. Sådant som beaktas är bland annat takets form, vilket beaktas med formfaktorn μ_1 , karakteristiska värdet för snölast på mark S_k , termiska koefficient C_t , och exponeringsfaktorn C_e som är beroende av omgivningens topografi. (*EKS 2013*)

Snölasten bestäms från formel:

$$S = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (5.1)$$

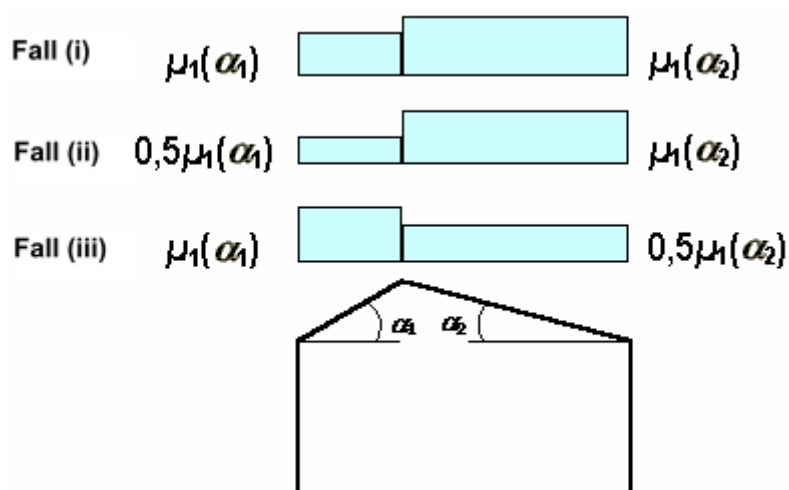
Enligt tabell C-3 i EKS 9 är det karakteristiska värdet för snölast på mark $S_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$ i Umeå. Beräkning av snölasten på byggnadens tak kan ses i bilaga 1. Den termiska koefficienten C_t används för att beakta minskning av snölast på tak som har hög värmegenomgång t.ex. glastak. För att bestäma C_t kan ISO 4355 användas, men denna faktor väljs normalt till 1,0.

Tabell 5 Rekommenderade värden på C_e för olika topografier (EN 1991-1-3 Tabell 5.1)

Topografi	C_e
Vindutsatt ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Skyddad ^c	1,2

^a Vindutsatt topografi: plan, öppen terräng, vindexponerad i alla riktningar utan skydd eller med lite skydd av terräng, träd och högre byggnadsverk.
^b Normal topografi: områden där snön endast i undantagsfall blåser av byggnadsverk, avhängigt terräng, andra byggnadsverk eller träd.
^c Skyddad topografi: område för det aktuella byggnadsverket är väsentligt lägre än omgivande terräng eller omgivet av höga träd och/eller omgivet av högre byggnadsverk.

Formfaktorn μ_1 för snölast bestäms utifrån takets lutning som på denna byggnad ska bli $3,6^\circ$. Formfaktorn blir 0,8 på hallbyggnaden.



Figur 7 Lastbilder för snölast på sadeltak (EN 1991-1-3 figur 5.3)

Tabel 6 Formfaktor för snölast på tak (EN 1991-1-3 Tabell 5.2)

Taklutning α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Figur 7 visar att tre olika lastfall kommer att skapas av snö på åstak. Lastfallen blir ett där det är full snölast på båda takhalvorna och två lastfall där det råder full snölast på en takhalva medan den andra takhalvans snölast är halverad. Om hallen hade haft girar där snö kunnat driva skulle också det ha behövts beaktas med formfaktor μ_2 .

3.3 Vindlast

För att kunna dimensionera en byggnad mot vindlaster måste vinden och dess hastighet omvandlas till en last mot byggnaden. Den dimensionerande vindlasten för en byggnad bestäms av byggnadens höjd, utformning, terrängtyp och geografiska läge. En hög byggnad får också större vindtryck ju högre upp på byggnaden vindlasten verkar. Vindlasten beräknas enligt EN 1991-1-4 Allmänna laster – Vindlast och den nationella bilagan EKS (2013).

Den utvändiga vindlasten ger kraften $F_{w,e}$

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot W_e \cdot A_{ref} \quad (5.5)$$

Den invändiga vindlasten ger kraften $F_{w,i}$

$$F_{w,i} = W_i \cdot A_{ref} \quad (5.6)$$

$C_s C_d$ är bärverksfaktorn som tar hänsyn om vindlasten inte skulle uppträda samtidigt över en större yta på bärverket C_s och påverkan av turbulens C_d , denna faktor väljs till 1,0 när byggnadens höjd är mindre än 15 meter. A_{ref} är vindens verkningsyta på byggnaden i vindens verkningsriktning. W_e är vindtryck på utsidan och W_i är vindtryck på insidan.

(EN-1991-1-4)

Fem olika terrängtyper används för att bestäma hur utsatt en byggnad är för vind i sin omgivande terräng. Terrängtyperna kan ses i tabell 7. För att välja terrängtyp finns också bilder som hjälpmedel i EN 1991-1-4 Bilaga A.1 ifall man tycker att tabell 7 är oklar.

Tabell 7 Terrängtyper och terrängparametrar. (EN-1991-1-4)

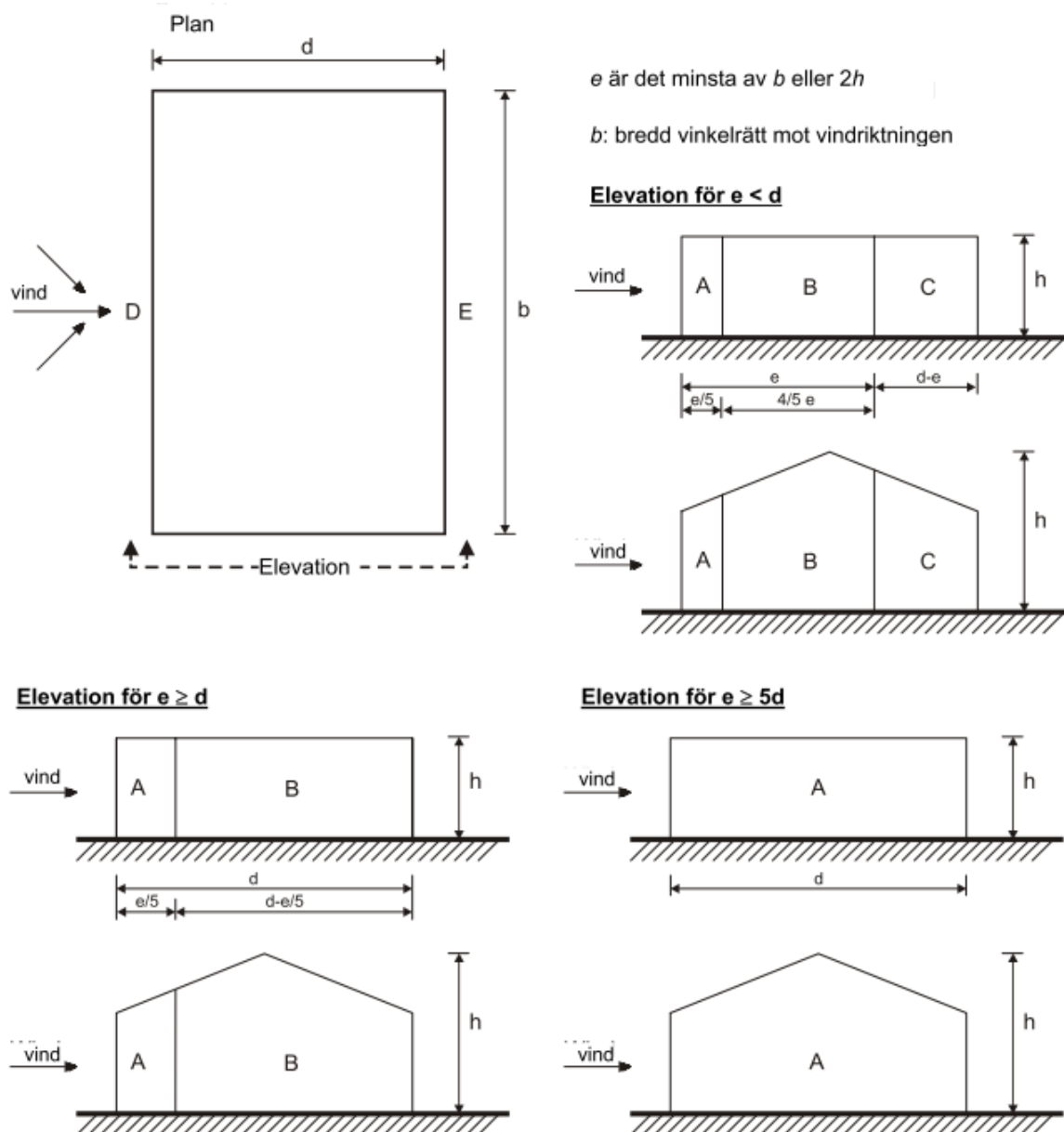
Terrängtyp		z_0 m	z_{min} m
0	Havs- eller kustområde exponerat för öppet hav.	0,003	1
I	Sjö eller plant och horisontellt område med försumbar vegetation och utan hinder.	0,01	1
II	Område med låg vegetation som gräs och enstaka hinder (träd, byggnader) med minsta inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd.	0,05	2
III	Område täckt med vegetation eller byggnader eller med enstaka hinder med största inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd (t. ex. byar, förorter och skogsmark).	0,3	5
IV	Område där minst 15 % av arean är bebyggd och där byggnadernas medelhöjd är > 15m.	1,0	10
ANM. Terrängtyperna är illustrerade i A.1.			

Utifrån terrängtypen kan råhetsparametern z_0 och höjden z_{min} bestämmas från tabell 7 ovan. Hallen i detta projekt befinner sig på ett handels- och industriområde där det är relativt tätt bebyggt med byggnader som har en höjd på ca 5–10 m. Väljer terrängtyp III. Referensvindhastigheten $V_{b,0}$ fås från Tabell C-10 i EKS (2013), för Umeå är referensvindhastigheten 22 m/s. I referens vindhastigheterna har man beaktat höjdläget och inverkan av topografin.

Karakteristiskt hastighetstryck kan bestämmas utifrån referensvindhastigheten, terrängtyp och höjden z i Tabell C-10a i EKS (2013).

$$q_{p(z_e)} = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

Lasten som uppkommer från vindtrycket blir olika stort i olika zoner som visas i Figur 8 nedan. För att bestämma antalet zoner på byggnaden räknas e ut som det minsta av b (hallens längd) eller $2 \cdot h$ (2 gånger höjden). Komatsu hallen tillhör elevation för $e < d$ i Figur 8 och får därmed 3 zoner i gaveln.



Figur 8 Zoner på vertikala väggar (EN-1991-1-4 Figur 7.5)

Man gör vindlastfall där vinden blåser mot långsidan och när vinden blåser mot gaveln. Zonernas storlek räknas ut med samma metod i båda fallen för både väggar och tak. När vind mot gaveln räknas blir dock gavelns bredd d då man bestämmer e vind mot gaveln.

Vindlast verkar som tryck eller sug på yttre ytor på byggnader men inverkar också indirekt på de inre ytorna på grund av otätheter i yttre skalet. Därav använder man formfaktorerna C_{pe} för utvändig och C_{pi} för invändig vindlast. Formfaktorn för vindlast på utsidan påverkas av byggnadens storlek och form. Det som skapar tryckskillnader på insidan kan vara otätheter runt t.ex. dörrar och fönster, men också ventilation och skorstenar samt otätheter som överlag finns i en byggnad, den generella otätheten i byggnaders yttre skal är normalt av storleksordningen 0,01 % till 0,1 % av byggandens omslutningsarea.

(EN-1991-1-4)

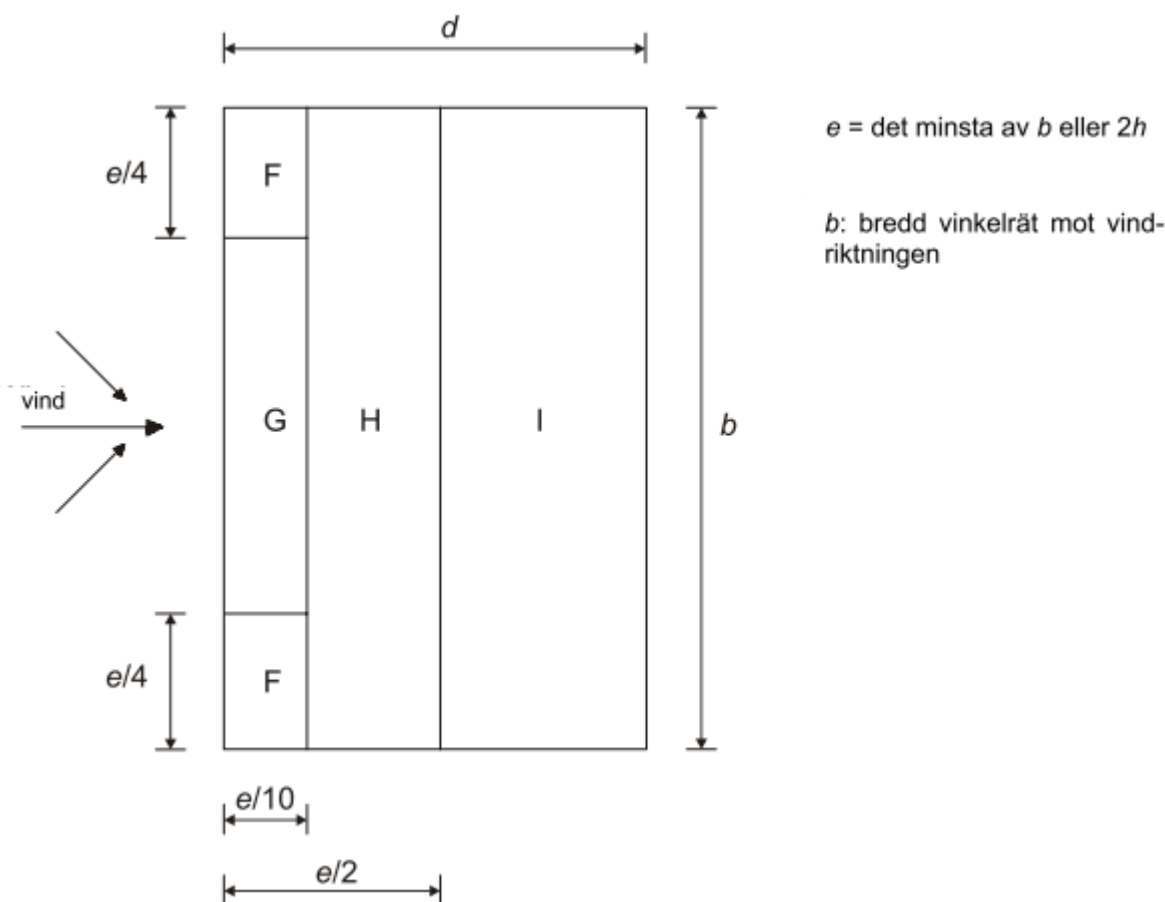
Tabell 8 Formfaktorer för utvändig vindlast för rektangulära byggnader med vertikala väggar. (EN 1991-1-4 Tabell 7.1)

Zon	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Faktorn C_{pe} finns i två varianter $C_{pe,10}$ den globala formfaktorn som är till för ytor större än 10m^2 , $C_{pe,1}$ är den lokala formfaktorn som används på ytor 1 m^2 eller mindre, för ytor däremellan används interpolering. $C_{pe,1}$ används främst när man dimensionerar fästdon och små beklädnads element på vägg eller tak. För tak med taklutning mindre än 5° beräknas vindlasten som om de vore plana. (EN 1991-1-4)

Tabell 9 Formfaktorer för utvändig vindlast på plana tak (EN 1991-1-4 Tabell 7.2)

Taktyp	Zon							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Normal takfot	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	



Figur 9 Zonindelning för plana tak. (EN 1991-1-4 Figur 7.6)

C_{pi} som uppstår från otätheter i det yttre skalet kan beräknas utifrån förhållandet mellan den dominanta sidans öppningsarea gentemot byggandens övriga väggars öppningsarea. Den dominanta sidan är en vägg som har betydligt större öppningsarea än de andra väggarna på byggnaden. Om någon dominant sida inte finns på byggnaden eller man av någon anledning inte kan uppskatta den relativa öppningsarean bör man använda det mest ogynnsamma av C_{pi} värdena +0,2 och -0,3. (EN 1991-1-4)

Som öppningsarea räknas sådana ytor som kan komma att öppnas även under svåra vindförhållanden, vanliga ytterdörrar och fönster får anses var stängda. En dominant sida ska passa in på något av följande påståenden:

- Öppningsarean på den dominanta sidan är dubbelt så stor som den sammanlagda öppningsarean på de övriga väggarna på byggnaden. Formel som används i detta fall:

$$C_{pi} = 0.75 \cdot C_{pe} \quad (7.1)$$

utmattningsdimensionering är normalt endast nödvändig för delar av kranbanan som är utsatt för vertikal kranlast. Horisontal krafterna behövs normalt inte beaktas i utmattningsdimensionering.

3.4.1 Lyft- och driftklass

Lyft och driftklass ska bestämmas för kranar med hänsyn till utmattning, det finns fyra lyftklasser HC1-HC4 och tio driftklasser S0-S9. Kranarna i detta fall ska användas som verkstadskranar och tillhör då enligt Bilaga B Tabell B.1 i EN 1991-3 lyftklass HC2 och driftklass S3. (*EN 1991-3*)

3.4.2 Laster

Lasterna som behövs för att kunna dimensionera en kranbanebalken ska fås från kran leverantören. Exempel på laster som fås från kran leverantören är de hjultryck som uppstår vid max och min belastning av kran och avstånd mellan traversens hjul. För den konstruktör som ska dimensionera en kranbanebalk är det bra att vara insatt i vad som ligger till grund för hur man bestämmer de karakteristiska lastvärdena för en traverskranbana. Lasterna från traverser indelas i två kategorier: permanenta och variabla laster. (*ABUS, Treiberg, 1994*)

Permanenta laster

Permanent laster är egentyngden av kranbanan, rälen, strömskena och eventuell gångbana. Till den permanenta lasten kan också horisontell reaktionskraft från själva byggnaden räknas om den är orsakad av snedställningskrafter från de permanenta vertikala laster som verkar på byggnaden men detta gäller endast om kranbanan används som stabiliserande system i byggnaden. Denna last är oftast väldigt liten och försummas normalt vid dimensioneringen av kranbanan. (*Treiberg T.*)

Variabla laster

Enligt Treiberg (1994) kan man indela de variabla lasterna i två olika grupper. Den första gruppen är huvudkrafter och ditt räknas:

- Vertikalt hjultryck. Hjultrycket orsakas av egentygden hos kranen, trallan (som är lyftvagnen som rör sig på traversbalken) och maskineri inkluderande en faktor för kranåkning. Hjultrycket varierar mycket mellan extremvärdena när ingen last är hängandes i kranen och när max last är på.
- Vertikalt hjultryck, denna kraft orsakas av lyftmassans tyngd och innehåller en faktor som beaktar lyftningen av lasten.
- Tröghetskrafter skapas både i banriktningen och tvärsbanriktningen. När kranen startar eller bromsas eller lyftvagnen startar eller bromsas uppstår tröghetskrafter i tvärled med banan. När kranen startar eller bromsas uppstår också tröghetskrafter i banriktningen.

Den andra gruppen av variabla laster är tillsatskrafter:

- Kraft tvärs banan orsakat av skevgång hos kranen.
- Vindlast om kranbanan är utomhus
- Snedställningskraft från byggnaden som är orsakad av variabel vertikal kraft på byggnaden, denna behöver bara beaktas om kranbanan ingår i byggnadens stabiliserande system.
- Kraft som uppkommer av sättningar i grunden vilket gör kranbanorna kan komma på olika nivåer.
- Tvångskraft som orsakas av temperaturrelser blir förhindrade.

Det lastfall som ofta kallas skevgångslastfallet är nästan alltid dimensionerande och är också det lastfall som Komatsus kranbana dimensionerats emot. Skevgångskraften uppkommer av att det finns ett spel mellan traversens styrrullar och den räl traversen rullar på. Detta leder till att traversen kan hamna snett över kranbanan och orsakar då en horisontal kraft. Skevgångskraften sätts oftast till 10–20 % av det maximala hjultrycket. Det vertikala hjultrycket uppträder på alla hjul på kranen medans den horisontella kraften från skevgången endast sker på två av kranens hjul, horisontella krafter upptas av kranbanans övre fläns. Andra lastfall för kranbanor är: lastfall med hänsyn för deformationer; lastfall med hänsyn till egensvängning; lastfall med hänsyn till utmattning. (Treiber, 1994)

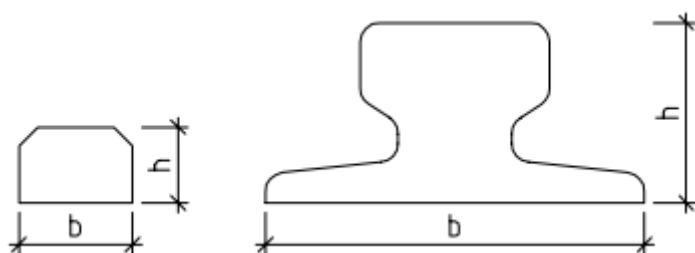
3.4.3 Toleranser

Gränsvärden för deformationer och förskjutningar som nedböjning och utböjning i sidled av kranbanebalken fås från SS-EN 1993-6 Tabell 7.1 och 7.2. Kranbanebalken får inte ha en större utböjning i sidled än $L/600$ där L är pelarnas centrum avstånd. Denna horisontella förskjutningen av pelarna som bär kranbanan får inte överstiga $h_c/400$ där h_c är längden på pelaren upp till övre kant kranräl, medans kranbanan i sig inte får förskjutas mer än $L/600$ i sidled där L är pelarnas centrum avstånd. Höjdnivån mellan kranbanebalkarna får inte skillja mer än 10 mm. Nedböjningen för en kranbanebalk får max vara $L/600$ eller max 25 mm, om kranbanebalkarna böjer sig ner olika mycket får skillnaden som störst bli $s/600$ där s är avståndet mellan kranbanebalkarna. (EN 1993-6)

3.4.4 Räl typer

Det som ska beaktas vid val av räl är rälmateriel, hjullast, hjulmaterial, hjuldiameter, kranutnyttjande. I huvudsak används två olika rältyper i Sverige. Den första typen är platt räl, liknar ett vanligt plattstål men har på en sidan fasade kanter. Rälen är seghärdad och ska ha bättre nöt tålighet en vanligt stål men ändå vara svetsbart för att kunna fästas ovanpå kranbanebalken. Bra med en svetsad räl är att det blir en förstärkning mot böjning i den styva riktningen. Denna rältyp används normalt när hjultrycket från traversen inte är så stort. (Johannson, u.å.; Treiberg, 1994)

Den andra typen är kranräl som är gjord av högkolhaltigt stål. Denna typ av relativt svår svetsad. Rälen ligger därför normalt löst på kranbanebalken eventuellt med underlägg och fastklämt på balken av klamrar på båda sidorna om rälen. Denna typ av räl används i detta projekt. (Treiberg, 1994)

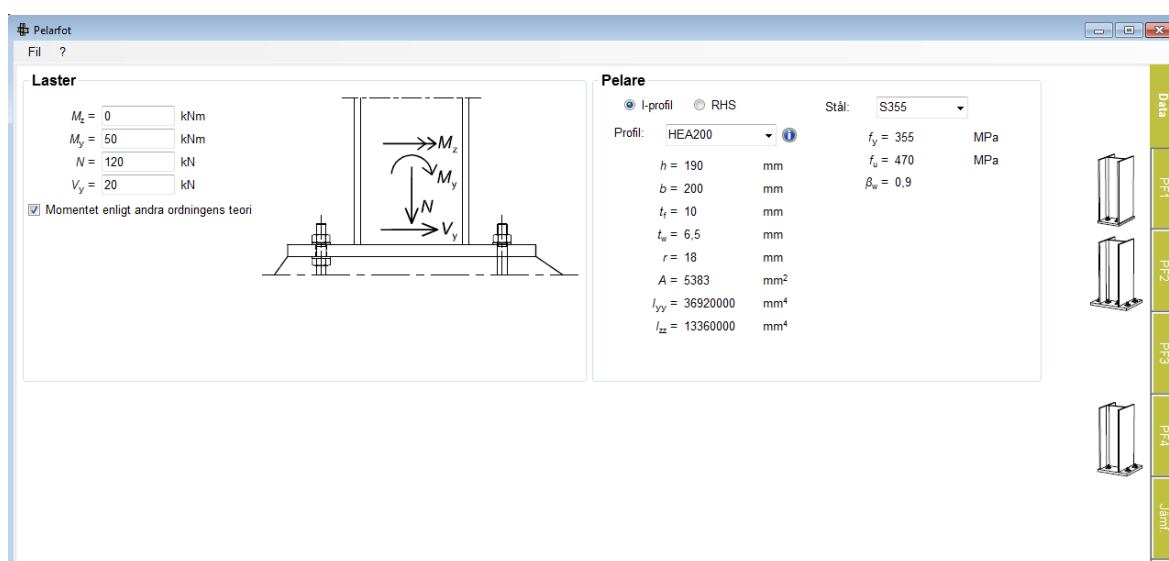


Figur 11 Rältyper, från vänster: platträl och kranräl.

3.5 Dimensionering av anslutningar

För att dimensionera diverse anslutningar på hallen har jag använt mig av SBI Connections. Med programmet kan man dimensionera: pelarfötter, pelarskarv, balk-pelarfästningar, ramhörn, pelartopp, balkskarv, balk-balkinfästningar och stånginfästningar. För varje typ av anslutning finns tillhörande bok med förklarande text över hur beräkningarna ska utföras. Lasterna som verkar på anslutningarna har jag plockat ur FEM-Design modellen. Det svåra med det här var att ha klart vilka laster man sökte och hur man skulle få ut de laster man ville ur FEM-designmodellen.

I figur 12 visas utgångsläget när man ska dimensionera en pelarfot i SBI Connections. Längst till vänster under texten Laster lägger man till de laster som verkar på pelarfoten, man kan lägga till moment i Y- och Z-led, samt normal kraft och tvärkraft. Under texten Pelare lägger man den pelare man vill göra fotplåt till. Om man inte använder en standard profil kan man också göra en egen profil. I kanten längst till höger syns de alternativa utformningarna man kan välja på.




Figur 12 Input för dimensionering av pelarfot, till vänster finns alternativ på utformning av pelarfot.

I figur 13 har pelarfot modell PF2 valts i högra kanten. Här anger man kvaliteten på den betong som pelaren står på. Grundbultar och svetsar får väljas manuellt men programmet säger till om man väljer för liten dimension. Fotplåtens mått som bredd och tjocklek kan ganska långt också väljas fritt medan längden på den blir vald av programmet, Hållplaceringen kan också styras till en viss mån.

Pelarfot

Fil ?



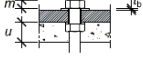
Svetsar

$a_f = 4$ mm $a_{f(56)} = 1,8$ mm
 $a_w = 4$ mm $a_{w(57)} = 0,3$ mm

Grundskruvar

Dimension: M30 Stålsort: 8.8

$F_{t,Rd} = 212$ kN
 $m = 24$ mm
 $t_b = 10$ mm
 $u = 50$ mm
 $L_b = 332$ mm



Betong

Betong: C25/30

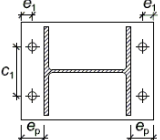
$\beta_1 = 0,67$
 $k_1 = 1$
 $f_{ck} = 25$ MPa
 $f_{td} = 11,2$ MPa

Hålplacering

Antal skruvar: 4

$e_p = 120$ mm $e_{pmin} = 115$ mm
 $e_1 = 60$ mm $e_{1min} = 55$ mm

$c_1 = 120$ mm $c_{1min} = 110$ mm
 $c_{1max} = 120$ mm



Krav på egenskaper i tjockleksriktning

a) Tillämpligt svetsmått för töjning av metallens krympning, $a_{eff} = 5,7$ mm : $Z_d = 0$
b) Form och läge för svetsar, källsvetsar med en sträng : $Z_p = -5$
☐ med påsvetsning med material med låg hållfasthet
c) Effekt av godstjockleken på förhindrad krympning, $s = 20$ mm : $Z_c = 4$
d) Yttre hinder mot krympning efter svetsningen från andra delar av bärväret : $Z_d = 0$
e) Inverkan av förvärmning, Utan förvärmning : $Z_e = 0$
 $Z_{Ed} = -1$, inget krav på egenskaper i tjockleksriktning

Fotplåt

Stål: S355 $t_p = 20$ mm

$f_y = 345$ MPa $h_p = 430$ mm
 $f_u = 470$ MPa $b_p = 230$ mm
 $\beta_w = 0,9$

Bärförmåga

$N_{Rd(47)} = 710,7$ kN

Dominerande böjmoment - dragkraft i skruvarna, momentkapacitet avgörs av tryckkraftskapacitet

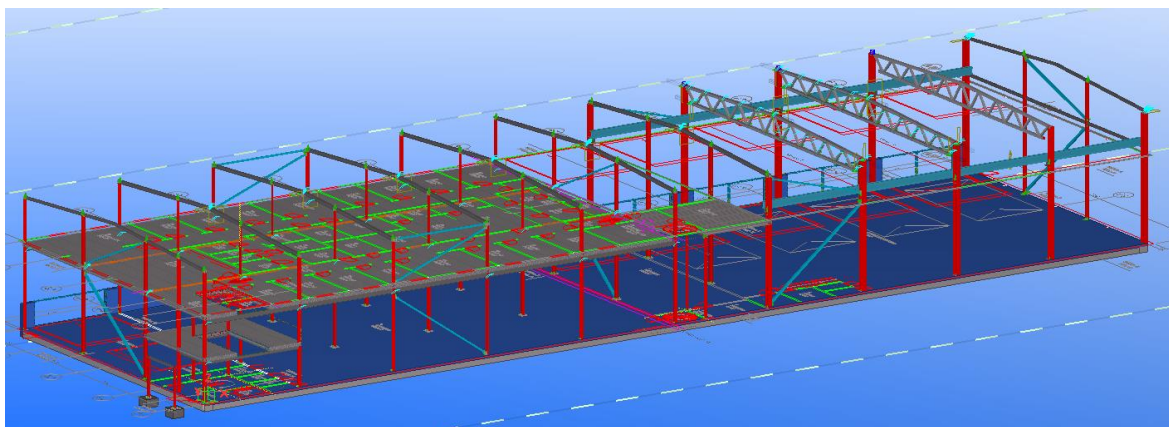
$M_{y,Ed} = 50$ kNm $M_{y,Rd(78)} = 68,5$ kNm

Övriga alternativ: Data, PF1, PF2, PF3, PF4, Jämf.

Figur 13 Här visas alternativ PF2. Här bestäms pelarfotens utformning.

4 Modellering

Modelleringen av hallen har gjorts i Tekla Structures. Tidigare erfarenheter kommer främst från en modellerings kurs som utfördes det tredje året i Novia men också från lite små jobb som gjordes i Tekla under FFU-praktiken och sommaren 2014. I figur 14 nedan syns Komatsu hallens uppbyggnad med testdelen till höger och verkstad och kontor till vänster.



Figur 14 3D-Vy av hallbyggnaden från Tekla Structures.

WSP har sitt sätt att använda Tekla och det tar en tid att sätta sig in i det men fördelarna är många när man förstår sig på det. Namngivning och nummrering av byggnadsdelar sker enligt WSP:s egna rekommendationer. Även om det lagts ner en hel del tid på modelleringen så finns det mycket kvar att lära, speciellt av WSP:s egna plugin som har många funktioner som är helt okända från tidigare.

4.1 Tekla Structures

Tekla är ursprungligen ett finskt programvaruföretag som specialiserar sig på mjukvara för byggnadskonstruktion och infra konstruktion. Tekla som är en förkortning av teknillien laskenta grundades 1966 och har sitt huvudkontor i Esbo. Fram till februari 2012 var företaget listat på Helsingfors börsen men blev då köpt av Trimble navigation.

Tekla Structures är ett BIM-program med hög detaljnivå där avancerade konstruktioner kan modelleras. Programmet kan hantera material som stål, trä, betong och så vidare. Tekla-modeller kan användas i alla skeden av byggprocessen, utformning, tillverkning och montering och till uppförande och byggledning. (*Tekla*)

5 Resultat

Resultatet för detta examensarbete är att jag på beställning av konsultföretaget WSP Sverige AB modellerat och dimensionerat en hallbyggnad som i sin tur är beställd av Komatsu Forest i Umeå. Komatsu har behov av en ny testhall där de kan provköra skogsmaskinerna samt få mera kontorsutrymmen.

Arbetet har resulterat i en Ramanalys av Linje A9 som dimensionerats mot snö, vindlast och lasten från kranbanan både vid normaltemperatur och vid brand. Dimensioneringen av kranbanan resulterade i en HEB 400 och kan ses i bilaga 3. Resultatet av dimensioneringen blev rampelare HEA320, Pelarna brandskyddas med brandskyddsfärg Nullifire S707-60, ett lager 200 µm tjockt behöver appliceras för att klara brandkravet R30. Fackverket är dimensionerat med rörprofiler, undre- och övreboom består utav KKR150 och fackverkets

strävor består utav KKR100. Tillverkningsritningar är påbörjade och är en fortskridande process.

Tiden som jag har jobbat med det här projektet har gått väldigt fort och det har även varit väldigt lärorikt. Jag har fått en bättre insikt i hur länge ett projekt i den här storleken tar när det ska göras i Tekla, även om det är mycket jobb kvar med modellen och ritningarna innan de är färdiga att leveras till ståltillverkare och byggare. Jag ser framemot att fortsätta med detta projekt efter att skolan är avslutad.

6 Diskussion

Med tanke på vad som diskuterades med beställaren innan projektet började har kraven delvis uppnåtts. Ritningarna är inte färdiga för att skickas till stålleverantören för tillverkning ännu utan är i stadiet förhandskopia. Jag kommer att fortsätta med dessa även efter att examensarbetet nu egentligen är avslutat.

Examensarbetet har varit intressant, lärorikt och tidskrävande. Jag tycker att det här examensarbetet har varit ett mycket lämpligt projekt för en konstruktör. Jag har lärt mig mycket om dimensioneringsprocessen och utökat min förståelse med nya laster såsom lasterna från kranbanan. Jag har fått en bra insikt i hur en brandutredning görs på en byggnad och även hur man dimensionerar pelarna av konstruktionen mot brand.

Jag anser att det skulle ha varit intressant att ha gjort en hel modell av hallen i robot som jag tror skulle ha varit väldigt givande, men i efterhand vet jag att det skulle ha dragit ut mycket på tiden. Om tid skulle ha funnits skulle det ha varit intressant att ha branddimensionerat resten av ramen på Linje A9 och inte bara pelarna.

7 Källförteckning

BFS 2014-3 - BBR 21, *Boverkets byggregeler – föreskrifter och allmänna råd*, Boverket; 2014.

BFS 2013:10 – EKS 9, *Boverkets föreskrifter om ändringar i verkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder eurokoder*, Boverket; 2013.

Borg A. 2010. *Dimensionering av en stålstomme till en modellhall enligt eurokod – ur didaktiskt perspektiv*. Vasa: Examensarbete för högre YH. Vaasan ammattikorkeakoulu.

Lennon T. Moore B. Wang Y. C. Bailey C. G. 2007. *Designers' guide to EN 1991-1-2. EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2*, London: Thomas Telford publishing.

Isaksson, Mårtensson och Thelandersson, 2010. *Byggekonstruktion* (upplaga 2:4) Lund: Studentlitteratur AB.

Karlström P. 2006. *Bärförmåga vid brand*, Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet.

Lundin K. 2008. *Stålbyggnad*, Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet.

Ruukki, 2010. *Hitsatut profiilit EN 1993 –käsikirja*. Keuruu: Rautaruukki Oyj.

SS-EN 1990, Eurokod 0 : *Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*, SIS Förlag AB; 2002.

SS-EN 1991-1-1, Eurokod 1 : Laster på bärverk – Del 1-1: *Allmänna laster – Tunghet, egentynghet, nyttig last för byggnader*, SIS Förlag AB; 2002.

SS-EN 1991-1-2, Eurokod 1 : Laster på bärverk – Del 1-2: *Allmänna laster – Termisk och mekanisk verkan av brand*, SIS Förlag AB; 2002.

SS-EN 1991-1-3, Eurokod 1 : Laster på bärverk – Del 1-3: *Allmänna laster – Snölast*, SIS Förlag AB; 2003.

SS-EN 1991-1-4, Eurokod 1 : Laster på bärverk – Del 1-4: *Allmänna laster – Vindlast*, SIS Förlag AB; 2005.

SS-EN 1991-3, Eurokod 1 : Laster på bärverk – Del 3: *Laster av kranar och maskiner*, SIS Förlag AB; 2006.

SS-EN 1993-1-2, Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-2: *Brandteknisk dimensionering*, SIS Förlag AB; 2005.

SS-EN 1993-6, Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 6: *Kranbanor*, SIS Förlag AB; 2007.

Teräsrakenneyhdistys, 2008. *Funktionell branddimensionering av konstruktioner*. Helsingfors: Lönnberg Print.

Thor J. 2012. *Bärande konstruktioner och brand*. Stockholm: Brandskyddslaget.

Treiberg T. 1994. *Traverskranbana*. Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet.

Digitala källor:

ABUS Kransystem
<http://www.abus-kransystem.se> [hämtat: 11.3.2015].

Johannson B. (u.å.)
<http://www.sis.se/pdf/kranbanor2.pdf> [hämtat: 11.3.2015].

Tekla Strucuters
<http://www.tekla.com/se> [hämtat: 4.2.2015].

TräGuiden
<http://www.traguiden.se/om-tra/byggfysik/brandsakerhet/byggnadsklasser-och-verksamhetsklasser/> [hämtat: 20.4.2015].

WSP Group historik
<http://www.wspgroup.com/en/Who-we-are/About-us/History/> [hämtat: 24.1.2015].

Lagar och förordningar:

Plan- och bygglag 2010:900, 8 kap. 4§.
<https://lagen.nu/2010:900> [hämtat: 8.2.2015].

Framtagning av lasternas grundvärden på Linje A9

1.0 Egenvikt

För att bestäma egenvikten har information om vikter på produkter hämtats från diverse tillverkare.

Vikt av takkonstruktion

Ruukki's dimensionerings program för trapetsplåtar Poimu ger:

T130M-75L-930

$$\text{Plåttens vikt: } 19 \text{ kg/m}^2 \quad \text{PL}_{\text{vikt}} := 0.019 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Isolering från isover:

$$\begin{aligned} \text{Isoleringens vikt: } 85 \text{ kg/m}^3 \quad \text{ISO}_{\text{vikt}} &:= 0.085 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.35 \text{ m} = 0.03 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \text{Isoleringens tjocklek: } 0.35 \text{ m} \end{aligned}$$

Vikt för bitumentäkskiktet sätts till 10kg/m²:

$$\text{Övrigt}_{\text{vikt}} := 0.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

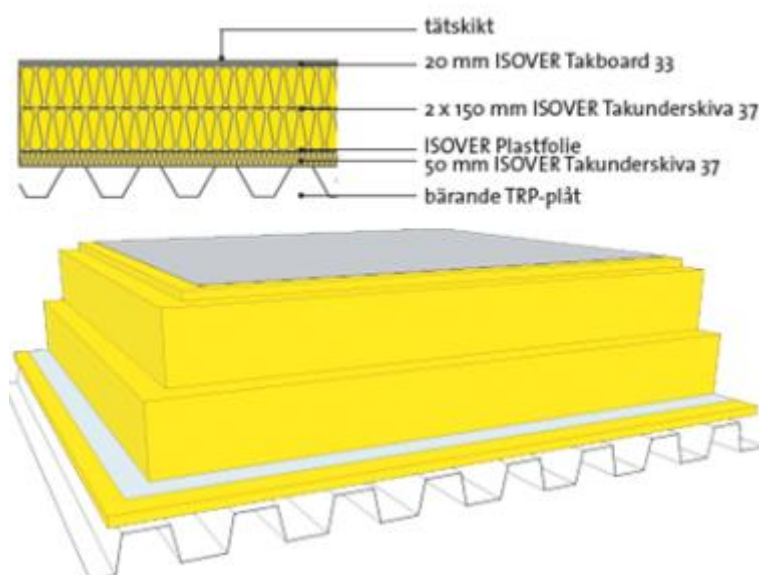
Vikt på tak m² av takkonstruktion:

$$\text{Tak}_{\text{konst.vikt}} := \text{PL}_{\text{vikt}} + \text{ISO}_{\text{vikt}} + \text{Övrigt}_{\text{vikt}} = 0.059 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Linje A9 bär up last från takkonstruktionen på bredden 6.5m: $c_{\text{m}} := 6.5 \text{ m}$

$$\text{Linje}_{\text{last.tak}} := \text{Tak}_{\text{konst.vikt}} \cdot c = 0.382 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Konstruktions exempel från ISOVER



Vikt av väggelement

Ruukki sandwichpanel SPA E:

200mm tjock panel väger enligt tillverkaren:

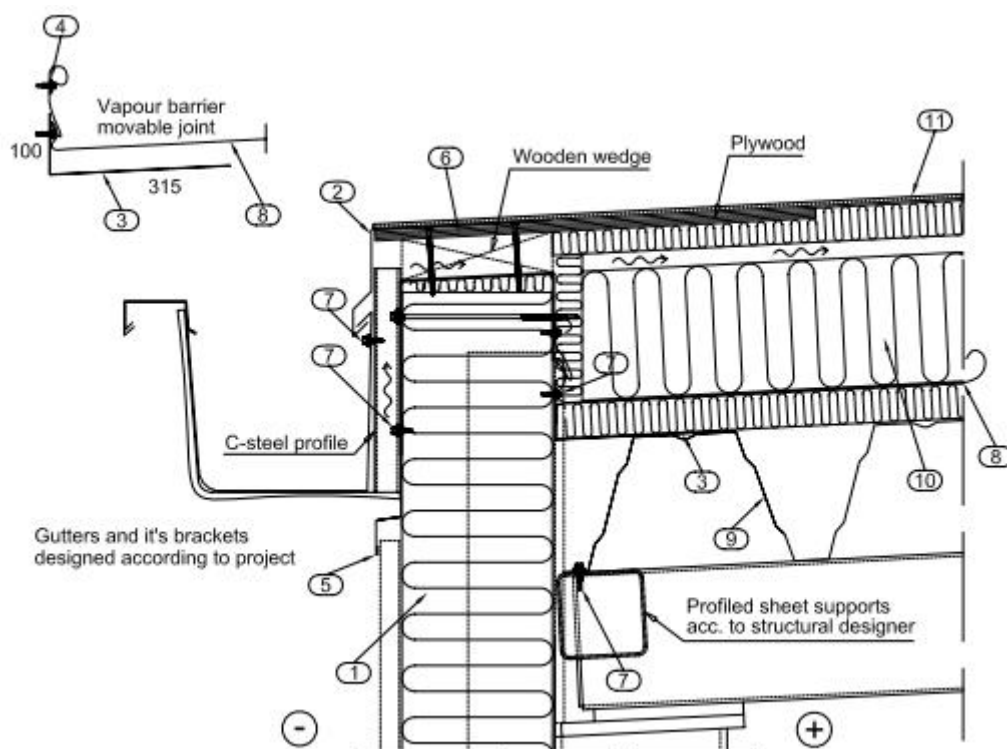
$$\text{Panel}_{\text{vikt}} := 0.028 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Rampelare på linje A9 bär upp väggpanel på bredden: $c = 6.5 \text{ m}$

$$\text{Panel}_{\text{vikt.pelare}} := \text{Panel}_{\text{vikt}} \cdot c = 0.182 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Exempel lösning från RUUKKI



Vikt från traversbana

Enligt beräkningarna i CraneGirder behöver kranbanebalken vara en HEB 400.

$$\text{HEB}_{400.\text{vikt}} := 0.155 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Konsolerna på linje A9 bär upp 6.5m av HEB 400 profilema.

$$\text{Kranbana}_{\text{vikt}} := \text{HEB}_{400.\text{vikt}} \cdot c = 1.008 \cdot \text{kN} \quad (\text{punktlast på konsol})$$

Traverskranamas egenvikt tas inte med i denna kategori även om deras egentyngd är permanent. På grund av att dom flyttar sig fram och tillbaka längs rälsen kan de beaktas som en variable last. Traverskranamas vikt tas med som ett eget lastfall i Robot "Live Load".

2.0 Snölast

Takets formfaktor = $\mu_i := 0.8$

Omgivnings faktor = $C_e := 1.0$

Termisk koefficient = $C_t := 1.0$

Snölast på mark Umeå = $S_k := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

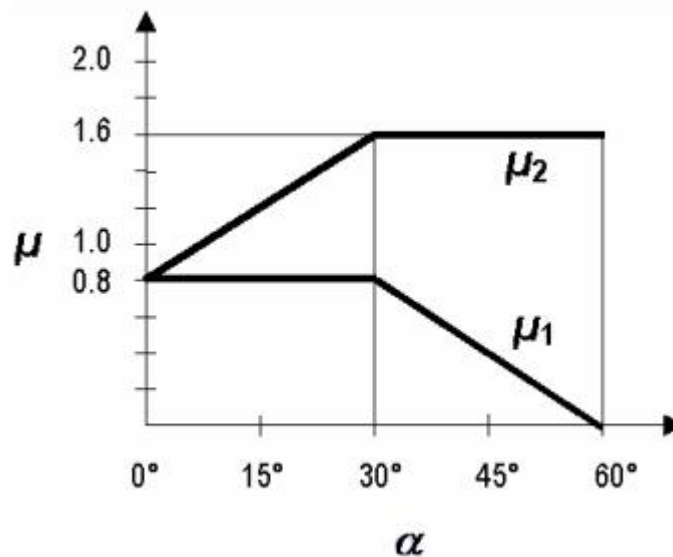
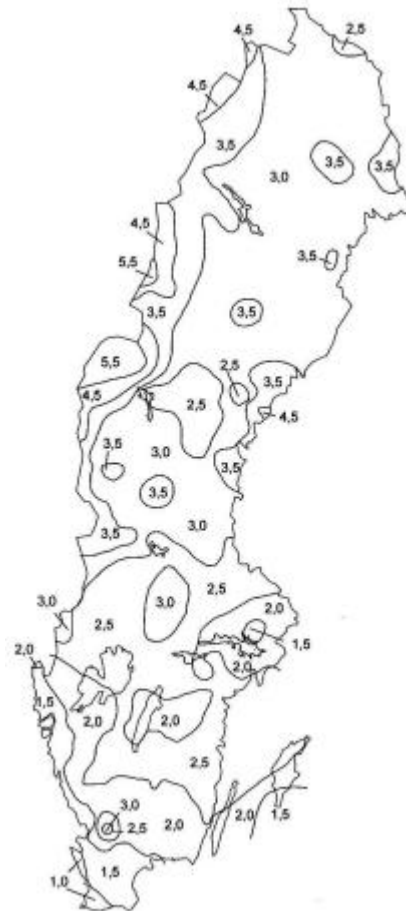
$q_{\text{snö}}$ = snölast per m^2 på byggnadens tak.

$$q_{\text{snö}} := \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snölaster som används i Robot modell:

$$\text{Snö}_{100\%} := c \cdot q_{\text{snö}} = 15.6 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snö}_{50\%} := \frac{c \cdot q_{\text{snö}}}{2} = 7.8 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Taklutning = 3.6° formfaktor $\mu = 0.8$

3.0 Vindlast

Eftersom att endast en ramsektion (linje A9) beräknas i Robot kan inte gaveltrycket som uppkommer vid vindlast mot gavel tas med i modellen. Räknar därför endast ut lasterna som uppkommer på långsidorna och i det område som påverkar linje A9.

Terrängtyp: III

$$\text{Karakteristiska hastighetstrycket} = q_{p(z_e)} \quad q_p := 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hallen indata:

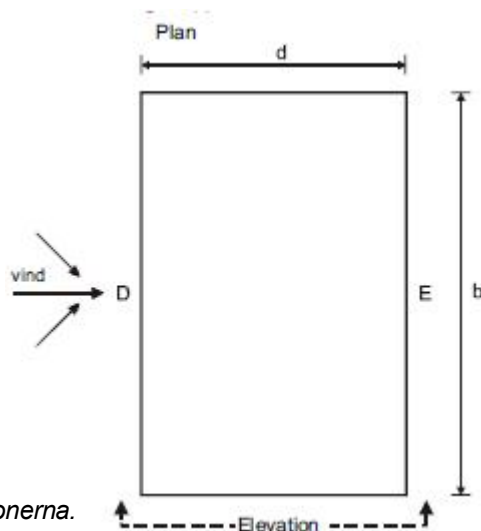
Benämningar enligt bilden till höger.

$$\text{Hallens längd} = b \quad b := 65.74\text{m}$$

$$\text{Hallens bredd} = d \quad d := 20\text{m}$$

$$\text{Hallens Höjd} = h \quad h := 8.65\text{m}$$

$$\text{Avstånd mellan pelare} = c \quad c := 6.5\text{ m}$$



Vindlast mot långsida

Från Tabell 7.1 EN 1991-1-4 fås formaktorena C_{pe} för zonerna.

Zon	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

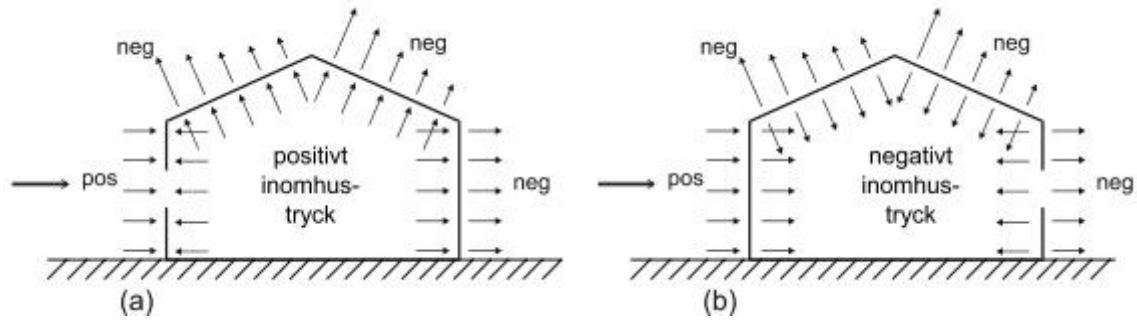
Interpolerar:

$$\frac{h}{d} = 0.433$$

$$C_{pe,D} := 0.732 \quad C_{pe,E} := -0.364$$

Eftersom att den dominerande väggen har mer än 3 gånger så mycket öppningsarea som resten av hallens väggar kommer C_{pi} att bli enligt formel 7.2 i EN 1991-1-4:

$$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe} \quad (7.2)$$



Figuren ovan visar hur övertryck och undertryck verkar. (Figur 5.1 EN 1991-1-4)

(Formel 5.6 i EN 1991-1-4)

Den invändiga vindlasten ger kraften $F_{w,i}$

$$F_{w,i} = \sum_{A_{ref}} w_i \cdot A_{ref}$$

Övertryck på insidan:

$$\text{Zon D: } C_{p,i,D,vägg} := -0.9 \cdot C_{p,e,D} \cdot c = -4.282 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Zon E: } C_{p,i,E,vägg} := -0.9 \cdot C_{p,e,E} \cdot c = 2.129 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Undertryck på insidan:

$$\text{Zon D: } C_{p,i,D,vägg} := 0.9 \cdot C_{p,e,D} \cdot c = 4.282 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Zon E: } C_{p,i,E,vägg} := 0.9 \cdot C_{p,e,E} \cdot c = -2.129 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dessa värden för $C_{p,i}$ används i Robot modellen på pelarna när det är vindlast på långsidan.

Samtidigt som övertryck eller undertryck verkar på insidan av hallen verkar också vinden på utsidan av hallen.

(Formel 5.5 i EN 1991-1-4)

Den utvändiga vindlasten ger kraften $F_{w,e}$

$$\text{Vindupptagningsområde} = V_{omr} := 6.5\text{m}$$

$$C_s C_d := 1.0$$

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot \sum_{A_{ref}} w_e \cdot A_{ref}$$

Vindlast på linje A9 när det blåser på långsidan:

$$\text{Lovartsida}_D := C_{p,e,D} \cdot q_p \cdot V_{omr} = 2.046 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Läsida}_E := C_{p,e,E} \cdot q_p \cdot V_{omr} = -1.017 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast på tak:

Hallen indata:

$$\text{Hallens längd} = b \quad \underline{b} := 65.74\text{m}$$

$$\text{Hallens bredd} = d \quad \underline{d} := 20\text{m}$$

$$\text{Hallens Höjd} = h \quad \underline{h} := 8.65\text{m}$$

$$\text{Avstånd mellan pelare} = c \quad \underline{c} := 6.5\text{ m}$$

$$\underline{e} := \min(d, 2 \cdot h) = 17.3\text{ m}$$

Vind mot långsida tak

Zonernas längd:

$$F_b := \frac{e}{4} = 4.325\text{ m} \quad G_b := b - F_b = 61.415\text{ m}$$

$$H_b := b = 65.74\text{ m} \quad I_b := b = 65.74\text{ m}$$

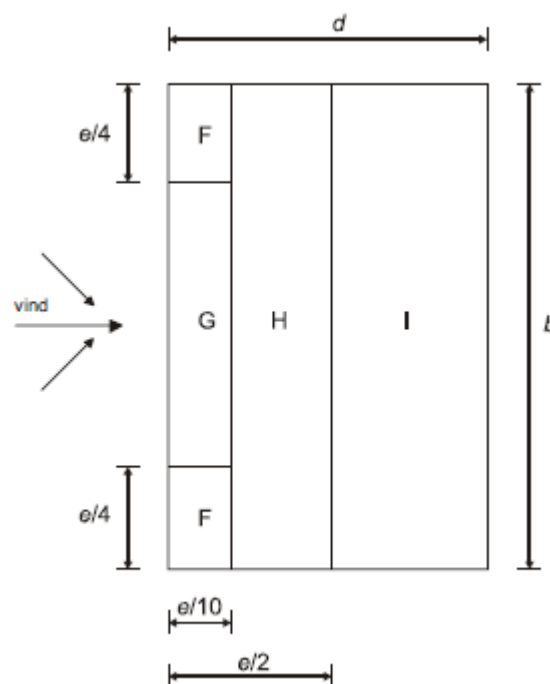
Zonernas bredd:

$$F_d := \frac{e}{10} = 1.73\text{ m}$$

$$G_d := F_d = 1.73\text{ m}$$

$$H_d := \frac{e}{2} - F_d = 6.92\text{ m}$$

$$I_d := \frac{e}{2} = 8.65\text{ m}$$



Med vindlast på långsidan uppkommer last på Linje A9 från zonerna G, H, I.

Formfaktorer för utvändigt vindlast på plana tak. Tabell 7.2

Taktyp	Zon							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Normal takfot	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	

C_{pe} Värden:

$$C_{pe.F} := -1.8 \quad C_{pe.G} := -1.2 \quad C_{pe.H} := -0.7 \quad C_{pe.I} := -0.2$$

Övertryck på insidan:

$$\text{Zon G: } C_{pi.G.Tak} := -0.9 \cdot C_{pe.G} \cdot c = 7.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Zon H: } C_{pi.H.Tak} := -0.9 \cdot C_{pe.H} \cdot c = 4.095 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Zon I: } C_{pi.I.Tak} := -0.9 \cdot C_{pe.I} \cdot c = 1.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Undertryck på insidan:

$$\text{Zon G: } C_{pi.G.Tak} := 0.9 \cdot C_{pe.G} \cdot c = -7.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Zon H: } C_{pi.H.Tak} := 0.9 \cdot C_{pe.H} \cdot c = -4.095 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Zon I: } C_{pi.I.Tak} := 0.9 \cdot C_{pe.I} \cdot c = -1.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

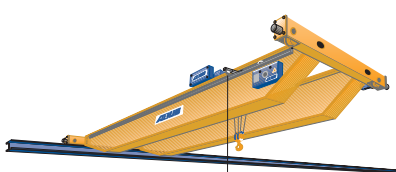
Vindlast på linje A9 när det blåser på långsidan:

$$\text{Lovartsida}_{Tak.G} := C_{pe.G} \cdot q_p \cdot V_{omr} = -3.354 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lovartsida}_{Tak.H} := C_{pe.H} \cdot q_p \cdot V_{omr} = -1.956 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Läsida}_{Tak.I} := C_{pe.I} \cdot q_p \cdot V_{omr} = -0.559 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

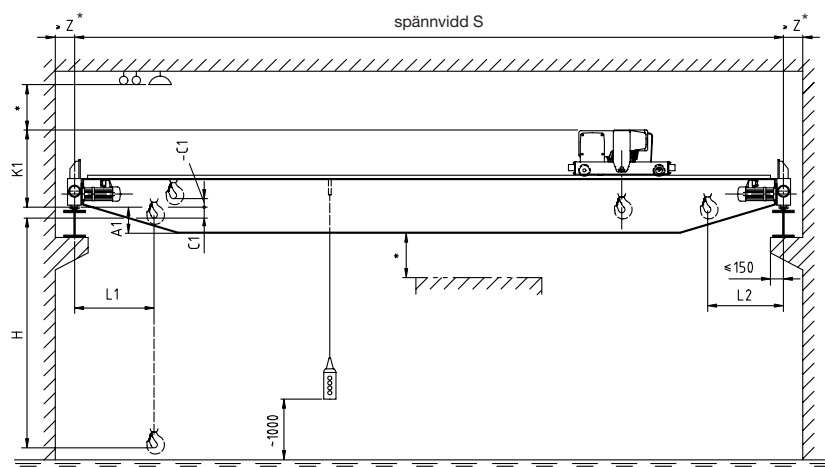
Konstruktion – huvuddata						
Grundkonstruktion	DIN 15018, H2/B3, IKH inomhusdrift, utan gångbana utan förarhytt driftspänning 400 V / 50 Hz					
Längdåkhastigheter	EDL : 7.5/30 m/min ELV / ELK / ZLK : 10/40 m/min					
Tväråkhastigheter	ELV / ELK / EDL / ZLK : 5/20 m/min Standard – andra hastigheter finns					
Nedböjning	<= 1/750 av spännvidden (S)					
Egenfrekvens (FE)	ELV / EDL : >= 2.5 Hz ELK / ZLK : se nedan					
	S [m]	<=	23.0	25.0	28.0	32.0
	FE [Hz]	>=	2.5	2.4	2.3	2.2



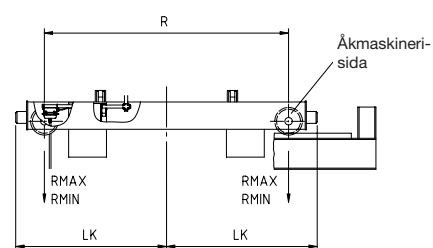
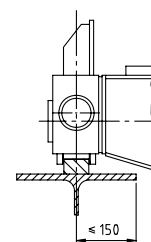
Måtten A1, C1 och K1 kan ändras för att anpassas till befintliga byggnader, genom att höja underkanten på huvudbalken upp till samma nivå som underkant ändvagn.

Kontakta ABUS för exakta mått

ZLK Tvåbalks traverskranar



* Säkerhetsavstånd enligt nationella bestämmelser



Måttuppgifter för ZLK tvåbalks traverskranar¹⁾

Last, Tellerstyp ¹⁾	S ²⁾ m	A1 mm	K1 mm	C1 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	Hmax ²⁾ mm	R mm	LK mm	Hjultryck kN R max R min
5000 kg Linteller GM 1050 H6 FEM 2m	10	200	770	-50	660	660	150	9000	2700	1605	30,6 6,9
	14	300	770	-50	660	660	150	9000	2700	1605	33,5 8,7
	16	300	770	-50	660	660	150	9000	2700	1630	35,5 10,4
	18	400	770	-50	660	660	150	9000	2700	1630	37,5 12,1
	20	500	770	-50	660	660	150	9000	2900	1730	39,6 14,0
	22	460	810	-90	660	660	170	9000	3200	1895	42,7 17,0
	24	560	810	-90	660	660	170	9000	3800	2230	45,7 19,7
	26	500	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	50,7 24,4
Lyfthast. = 0,8/5 m/min	28	700	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	53,2 26,8
	30	700	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	57,2 30,7
	32	650	920	-200	660	660	180	9000	5100	2965	66,3 39,5
	34	660	920	-200	660	660	180	9000	5100	2965	71,7 44,9
6300 kg Linteller GM 2063 H6 FEM 1Am	10	200	770	-30	660	660	150	9000	2700	1605	36,9 7,4
	14	300	770	-30	660	660	150	9000	2700	1630	40,5 9,7
	16	400	770	-30	660	660	150	9000	2900	1730	42,6 11,4
	18	500	770	-30	660	660	150	9000	2900	1730	44,7 13,3
	20	500	770	-30	660	660	150	9000	2900	1730	46,0 14,3
	22	560	810	-70	660	660	170	9000	3200	1895	49,0 17,0
	24	500	870	-130	660	660	180	9000	3800	2250	55,0 22,7
	26	500	870	-130	660	660	180	9000	3800	2250	58,7 26,3
Lyfthast. = 0,8/5 m/min	28	700	870	-130	660	660	180	9000	4600	2650	61,9 29,3
	30	700	870	-130	660	660	180	9000	4600	2650	66,1 33,3
	32	660	920	-180	660	660	180	9000	5100	2965	76,0 42,9
	34	900	920	-180	660	660	180	9000	5100	2965	78,7 45,6
8000 kg Linteller GM 3080 H6 FEM 3m	10	300	960	-10	760	760	150	10000	2700	1605	45,7 9,0
	14	400	960	-10	760	760	150	10000	2700	1630	49,7 11,1
	16	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	52,4 13,1
	18	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	53,9 14,2
	20	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	56,6 16,4
	22	560	900	-30	760	760	170	10000	3200	1930	59,3 18,9
	24	500	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	65,8 25,0
	26	700	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	68,5 27,5
Lyfthast. = 0,8/5 m/min	28	700	960	-90	760	760	180	10000	4600	2650	71,0 29,6
	30	660	1010	-140	760	760	180	10000	4600	2715	79,2 37,7
	32	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	2965	85,6 43,7
	34	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	2965	87,9 45,9
10 000 kg Linteller GM 3100 H6 FEM 2m	10	260	900	-30	760	760	170	10000	2700	1620	55,6 10,5
	14	360	900	-30	760	760	170	10000	2700	1645	60,0 12,5
	16	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	62,8 14,6
	18	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	64,5 15,7
	20	500	960	-90	760	760	180	10000	2900	1765	67,8 18,6
	22	500	960	-90	760	760	180	10000	3200	1950	71,0 21,4
	24	700	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	76,0 26,0
	26	700	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	78,0 27,8
Lyfthast. = 0,8/5 m/min	28	700	960	-90	760	760	180	10000	4600	2650	82,7 32,1
	30	660	1010	-140	760	760	180	10000	4600	2715	91,7 40,8
	32	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	2965	95,1 43,9
	34	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	3005	101,0 49,2
12 500 kg Linteller GM 5125 L6 FEM 2m	10	300	1090	40	790	790	180	10000	2700	1665	70,4 13,2
	14	400	1090	40	790	790	180	10000	2900	1765	75,8 15,5
	16	400	1090	40	790	790	180	10000	2900	1765	78,6 17,2
	18	500	1090	40	790	790	180	10000	2900	1765	81,4 19,4
	20	500	1090	40	790	790	180	10000	2900	1765	83,3 20,7
	22	700	1090	40	790	790	180	10000	3200	1960	86,4 23,2
	24	650	1140	-10	790	790	180	10000	3800	2315	91,8 28,0
	26	650	1140	-10	790	790	180	10000	3800	2315	95,9 31,7
Lyfthast. = 0,8/5 m/min	28	900	1140	-10	790	790	180	10000	4200	2515	103,0 37,4
	30	900	1140	-10	790	790	180	10000	4600	2715	107,0 42,0
	32	900	1140	-10	790	790	180	10000	5100	3005	114,0 47,6
	34	1150	1140	-10	790	790	180	10000	5100	3005	119,0 53,1
16 000 kg Linteller GM 5160 H6 FEM 1Am	10	300	1090	40	790	790	180	10000	2700	1665	87,1 15,4
	14	360	1140	-10	790	790	180	10000	2900	1830	94,7 19,1
	16	450	1140	-10	790	790	180	10000	2900	1830	97,9 21,1
	18	460	1140	-10	790	790	180	10000	2900	1865	102,0 23,4
	20	650	1140	-10	790	790	180	10000	3200	2015	106,0 26,6
	22	650	1140	-10	790	790	180	10000	3200	2015	108,0 28,3
	24	650	1140	-10	790	790	180	10000	3800	2315	113,0 32,3
	26	900	1140	-10	790	790	180	10000	3800	2315	116,0 35,5
Lyfthast. = 0,8/5 m/min	28	900	1140	-10	790	790	180	10000	4200	2515	119,0 37,9
	30	900	1140	-10	790	790	180	10000	4600	2755	127,0 45,2
	32	910	1140	-10	790	790	180	10000	5100	3005	133,0 51,0
	34	1100	1190	-80	790	790	190	10000	5100	3065	141,0 58,2

Last, Tellerstyp ¹⁾	S ²⁾ m	A1 mm	K1 mm	C1 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	Hmax ²⁾ mm	R mm	LK mm	Hjultryck kN R max R min
20 000 kg Linteller GM 6200 L6 FEM 2m	10	250	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	109,0 19,7
	14	360	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	116,0 21,8
	16	460	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1865	119,0 23,8
	18	650	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1865	123,0 26,1
	20	650	1330	-130	820	820	180	10000	3200	2015	127,0 29,7
	22	900	1330	-130	820	820	180	10000	3200	2015	131,0 32,6
	24	900	1330	-130	820	820	180	10000	3800	2315	134,0 35,0
	26	900	1330	-130	820	820	180	10000	3800	2315	139,0 39,0
Lyfthast. = 0,8/5 m/min	28	860	1380	-180	820	820	190	10000	4100	2515	146,0 44,9
	30	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2805	152,0 51,0
	32	1100	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	159,0 56,8
	34	1100	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	162,0 59,7
25 000 kg Linteller GM 6250 L6 FEM 1Am	10	350	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	132,0 22,4
	14	600	1380	-180	820	820	190	10000	3000	1930	142,0 26,3
	16	600	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	146,0 29,0
	18	610	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	151,0 31,9
	20	850	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	154,0 33,6
	22	850	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	158,0 37,2
	24	860	1380	-180	820	820	190	10000	3800	2365	164,0 41,7
	26	860	1380	-180	820	820	190	10000	3800	2365	167,0 44,0
Lyfthast. = 0,66/4 m/min	28	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2765	174,0 50,0
	30	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2805	181,0 56,9
	32	1110	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	190,0 64,4
	34	930	1560	-360	820	820	270	10000	5100	3055	201,0 75,1
32 000 kg Linteller GM 7320 H6 FEM 2m	10	400	1460	40	1080	1080	190	8000	3400	2130	166,0 32,8
	14	600	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	179,0 34,7
	16	610	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	184,0 36,7
	18	850	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	189,0 39,4
	20	850	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	193,0 41,0
	22	860	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	198,0 44,6
	24	680	1640	-140	1080	1080	270	8000	3600	2305	207,0 51,7
	26	920	1640	-140	1080	1080	270	8000	3800	2405	213,0 56,5
Lyfthast. = 0,66/4 m/min	28	930	1640	-140	1080	1080	270	8000	4300	2655	220,0 62,4
	30	930	1640	-140	1080	1080	270	8000	4600	2805	225,0 68,8
	32	930	1640	-140	1080	1080	270	8000	5100	3055	234,0 73,9
	34	1190	1640	-140	1080	1080	270	8000	5100	3055	246,0 81,5
40 000 kg Linteller GM 7400 H6 FEM 1Am	10	220	1660	-160	1080	1080	270	8000	3600	2265	206,0 41,6
	14	430	1660	-160	1080	1080	270	8000	3600	2265	220,0 42,5
	16	430	1660	-160	1080	1080	270	8000	3600	2265	227,0 45,0
	18	680	1660	-160	1080	1080	270	8000	3600	2265	233,0 48,0
	20	680	1660	-160	1080	1080	270	8000	3600	2305	239,0 52,2
	22	680	1660	-160	1080	1080	270	8000	3600	2305	244,0 54,6
	24	920	1660	-160	1080	1080	270	8000	3800	2405	251,0 59,8
	26	930	1660	-160	1080	1080	270	8000	3800	2405	258,0 62,2
Lyfthast. = 0,66/4 m/min	28	930	1660	-160	1080	1080	270	8000	4300	2655	267,0 72,8
	30	930	1660	-160	1080	1080	270	8000	4600	2805	272,0 76,7
	32	1180	1660	-160	1080	1080	270	8000	5100	3055	282,0 84,9
	34	1180	1660	-160	1080	1080	270	8000	5100	3055	291,0 93,6
50 000 kg Linteller GM 7500 H6 FEM 1Am	10	230	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2615	254,0 57,7
	14	430	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2615	271,0 54,6
	16	430	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2615	280,0 56,9
	18	680	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2655	287,0 59,3
	20	680	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2655	295,0 63,8
	22	930	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2655	303,0 67,9
	24	930	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2655	311,0 74,0
	26	930	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2655	317,0 77,2
Lyfthast. = 0,5/3,3 m/min	28	1180	1890	240	1310	1310	270	10000	4300	2655	330,0 88,5
	30	1180	1890	240	1310	1310	270	10000	4600	2805	336,0 92,9
	32	1180	1890	240	1310	1310	270	10000	4700	2855	347,0 102,0
63 000 kg Linteller GM 7630 H6 FEM 1Am	10	420	1890	240	1310	1310	270	10600	4300	2615	312,0 66,0
	14	430	1890	240	1310	1310	270	10600	4300	2615	333,0 63,0
	16	680	1890	240	1310	1310	270	10600	4300	2615	342,0 64,0
	18	680	1890	240	1310	1310	270	10600	4300	2615	350,0 67,0
Lyfthast. = 0,8/5,2 m/min											

CraneGirder EC

Crane supporting Structures according to Eurocode 1993-6
Version 1.2 - Copyright (C) 2014 StruProg AB

Page: 1

Date: 2015-03-10
Time: 8:38

Project: Komastu
Identification: Traversbana 2x16 ton

File: c:\komatsu\traversberäkning\komatsu 2x16 ton.cgec

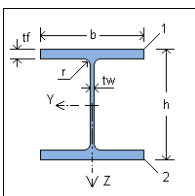
General:

Material: S355 $f_y = 355 \text{ MPa}$ $E = 210000,0 \text{ MPa}$ $g_m/g_{m1} = 1,00/1,00$

Crane & Load combinations:

Cranetype: Overhead Crane Crane class Crane 1: S3 Crane class Crane 2: S3 Acting Independently
ULS: $1,35 \cdot (q_k + 1,10 \cdot V_{k1} + 1,10 \cdot H_{k1} + 1,10 \cdot V_{k2} + 1,10 \cdot H_{k2})$ SLS: $1,00 \cdot (q_k + V_k + H_k)$

Profile:



Profile 1 - HEB 400 $M_y R_d / V_z R_d \text{ (kNm/kN)}$ 1146,7/1434,7 Section Class M+/M- 1/1 Comment

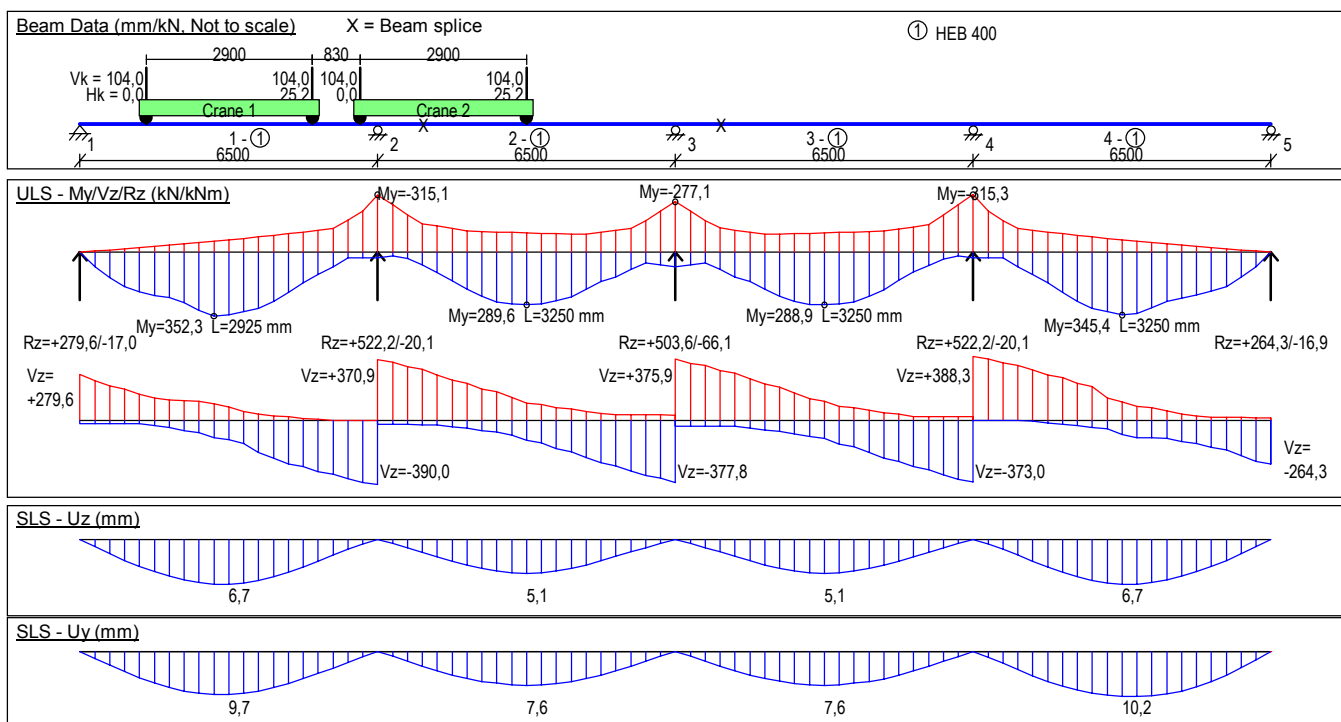
Deadload (q_k) of profile included, non rigid end-post (one stiffener/support)
Rail: PI 60x40, deadload (q_k) included, not fixed mounted

Lateral Torsional Buckling:

	Positiv Moment	Negativ Moment
C1 = (Endspan/Midspan)	1,850/1,850	1,770/1,310
C2 = (Endspan/Midspan)	1,010/1,010	
C3 = (Endspan/Midspan)	0,640/0,640	1,000/1,000

Lateral torsional buckling curves: Rolled or welded I-sections (ch 6.3.2.3/EN 1993-1-1)

Load Level: Top of rail






























Results:

ULS

$IR = V_z, Ed / V_z, R_d = 390,0 / 1434,7$
 $IR = [M_y, Ed / M_y, R_d]^a + M_z, Ed / M_z, R_d = [352,3 / 1146,7]^2 + 48,2 / 191,7 =$
 $IR = M_y, Ed / (x_{LT} \cdot M_y, R_d) + M_z, Ed / M_z, R_d = 352,3 / (0,87 \cdot 1146,7) + 48,2 / 191,7 =$
 $IR = F_z, Ed / F_z, R_d = 104,0 / 1605,6 =$
SLS - Deflection Control
 $IR = d_z / (L / 600) = 6,7 / (6500 / 600) =$
 $IR = d_y / (L / 600) = 10,2 / (6500 / 600) =$

0,272 < 1,00 (1/6500 mm; Ch 6.2.6)
 0,346 < 1,00 (1/2925 mm; Ch 6.2.5/6.2.9)
 0,605 < 1,00 Beam: 1 (Ch 6.3.3)
 0,065 < 1,00 (Ch 5.7.1/EN 1993-6)
 0,620 < 1,00
 0,941 < 1,00

Member		Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 RamPelare_1		HEA 320	S355JO	41.25	106.76	0.72	10 ULS /74/
2 RamPelare_2		HEA 320	S355JO	41.25	106.76	0.71	10 ULS /70/
3 FackverkÖvrebo		KKRK 150x15	S355JO	15.74	1623.21	371.37	10 ULS /153/
4 FackverkÖvrebo		KKRK 150x15	S355JO	15.74	1623.21	367.06	10 ULS /153/
5 Traverskonsol_5		HEA 320	S355JO	7.37	13.35	0.85	10 ULS /69/
6 Traverskonsol_6		HEA 320	S355JO	7.37	13.35	0.85	10 ULS /70/
8 FackverkUndreb		KKRK 150x15	S355JO	15.74	166.17	0.24	10 ULS /165/
9 FackverkUndreb		KKRK 150x15	S355JO	15.74	166.17	0.24	10 ULS /165/
10 FackverkUndre		KKRK 150x15	S355JO	15.74	166.17	0.80	10 ULS /165/
11 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	23.64	47.29	0.75	10 ULS /165/
12 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	23.64	47.29	0.27	10 ULS /165/
13 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	24.93	49.85	0.29	10 ULS /165/
14 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	24.93	49.85	0.13	10 ULS /165/
15 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	26.40	52.81	0.12	10 ULS /165/
16 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	26.40	52.81	0.05	10 ULS /129/
17 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	28.04	56.08	0.04	10 ULS /105/
18 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	28.04	56.08	0.14	10 ULS /154/
19 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	29.82	59.63	0.11	10 ULS /154/
20 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	29.82	59.63	0.11	10 ULS /152/
21 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	28.04	56.08	0.13	10 ULS /152/
22 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	28.04	56.08	0.03	10 ULS /152/
23 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	26.40	52.81	0.05	10 ULS /176/
24 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	26.40	52.81	0.13	10 ULS /165/
25 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	24.93	49.85	0.13	10 ULS /165/
26 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	24.93	49.85	0.29	10 ULS /165/
27 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	23.64	47.29	0.27	10 ULS /165/
28 SnedDiagonal_		KKRK 100x10	S355JO	23.64	47.29	0.73	10 ULS /165/

Branddimensionering av rampelare

CODE: *SS-EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 1 RamPelare_1

POINT: 7

COORDINATE: $x = 0.71 L = 5.70 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 10 ULS /74/ $1*1.09 + 2*1.09 + 3*0.96 + 7*0.41 + 9*1.37$

MATERIAL:

S355JO (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



SECTION PARAMETERS: HEA 320

$h = 31.0 \text{ cm}$

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

$b = 30.0 \text{ cm}$

$A_y = 104.15 \text{ cm}^2$

$A_z = 41.17 \text{ cm}^2$

$A_x = 124.40 \text{ cm}^2$

$t_w = 0.9 \text{ cm}$

$I_y = 22930.00 \text{ cm}^4$

$I_z = 6985.00 \text{ cm}^4$

$I_x = 108.00 \text{ cm}^4$

$t_f = 1.6 \text{ cm}$

$W_{ply} = 1630.00 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 710.00 \text{ cm}^3$

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 890.54 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = -147.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{c,Rd} = 4416.20 \text{ kN}$

$M_{y,Ed,max} = -147.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{b,Rd} = 1546.74 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 578.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = -42.68 \text{ kN}$

$MN_{y,Rd} = 528.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,c,Rd} = 843.72 \text{ kN}$

Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 8.00 \text{ m}$

$\lambda_{m,y} = 0.54$

$L_{cr,y} = 5.60 \text{ m}$

$\chi_y = 0.87$

$\lambda_{m,y} = 41.25$

$\chi_{yy} = 1.12$



About z axis:

$L_z = 8.00 \text{ m}$

$\lambda_{m,z} = 1.40$

$L_{cr,z} = 8.00 \text{ m}$

$\chi_z = 0.35$

$\lambda_{m,z} = 106.76$

$\chi_{zy} = 0.55$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.20 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.25 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6.(1))

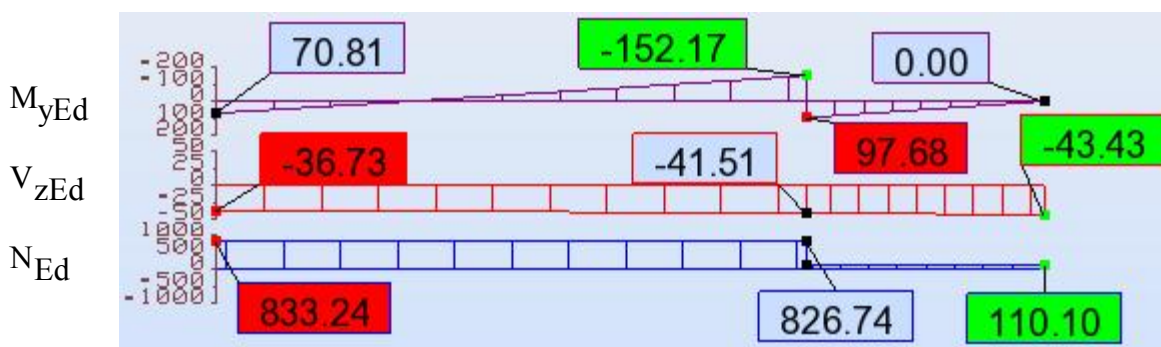
Global stability check of member:

$\lambda_{m,y} = 41.25 < \lambda_{m,y,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 106.76 < \lambda_{m,z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/gM1) + \chi_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.52 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(\chi_z \cdot N_{Rk}/gM1) + \chi_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.72 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!



Utdrag från Robot, rampelare 1 som har större utnyttjandegrad (72%) dimensioneras mot brand.

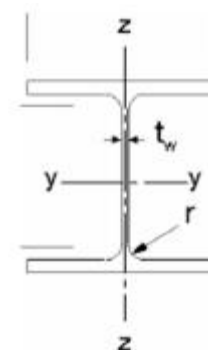
Laster ur Robot:

$$N_{Ed} := 833.3 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} := 70.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Inspänningsmomentet vid pelarens fot})$$

$$V_{Ed} := 36.7 \text{ kN} \quad (\text{Dimensionerande skjuvkraft fås vid pelarens fot})$$

$$M_{y,Ed.mitt} := -152.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Största fält momentet fås vid konsolen})$$



1.0 Tvärsnittsdata

PELARE: HEA 320

$$A := 12440 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_y := 229.10 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_z := 69.85 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$h := 310 \cdot \text{mm}$$

$$i_y := 136 \cdot \text{mm}$$

$$i_z := 74.9 \cdot \text{mm}$$

$$b := 300 \cdot \text{mm}$$

$$t_f := 15.5 \cdot \text{mm}$$

$$W_{el,y} := 1480 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{el,z} := 466 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$t_w := 9 \cdot \text{mm}$$

$$W_{pl,y} := 1630 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl,z} := 710 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$r := 27 \cdot \text{mm}$$

$$K_v := 1.08 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Pelarlängd:

$$L_{pelare} := 8 \cdot \text{m}$$

$$\text{vikt} := 0.976 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_w := 1510 \cdot 10^9 \cdot \text{mm}^6$$

Stålkvalitet: S355

$$f_y := 355 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

$$E := 210000 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_{M1} := 1.0$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\text{Pelarens egenvikt} := L_{pelare} \cdot \text{vikt} = 7.808 \cdot \text{kN}$$

1.1 Dimensionerande laster för branddimensionering

På säkrare sidan kan man alternativt använda: $\eta_{fi} := 0.65$

$$N_{fi.Ed} := \eta_{fi} \cdot N_{Ed} = 541.645 \cdot \text{kN}$$

$$M_{y.fi.Ed} := \eta_{fi} \cdot M_{y.Ed} = 46.02 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{fi.Ed} := \eta_{fi} \cdot V_{Ed} = 23.855 \cdot \text{kN}$$

1.2 Kontroll av tvärsnittsklass

FLÄNS:

$$c_f := \frac{(b - t_w)}{2} - r$$

$$\frac{c_f}{t_f} = 7.645 > 10 \cdot \varepsilon_{fi} = 7 \quad \text{men} \leq 14 \cdot \varepsilon \quad \text{Flänsen tillhör TK3}$$

$$\varepsilon_{fi} := 0.85 \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot \text{MPa}}{f_y}} = 0.692$$

LIVET:

(både tryckt och böjt)

Metoden som används fungerar enbart för TK 1 & 2

$$h_w := h - 2 \cdot t_f = 279 \cdot \text{mm}$$

$$A_f := t_f \cdot b = 4.65 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$e_d := \frac{M_{y.fi.Ed}}{N_{fi.Ed}} = 84.963 \cdot \text{mm}$$

När båda flänsarna är lika stora fås:

$$\alpha := \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{N_{fi.Ed}}{h_w \cdot t_w \cdot f_y} + 1 \right) = 0.804$$

Böjt & tryck liv

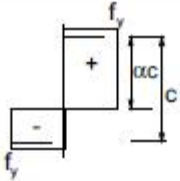
$$c_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$$

$$\frac{c_w}{t_w} = 25$$

$$\alpha > 0.5 \Rightarrow c_w/t_w \leq \frac{396 \cdot \varepsilon_{fi}}{13 \cdot \alpha - 1} = 28.981$$

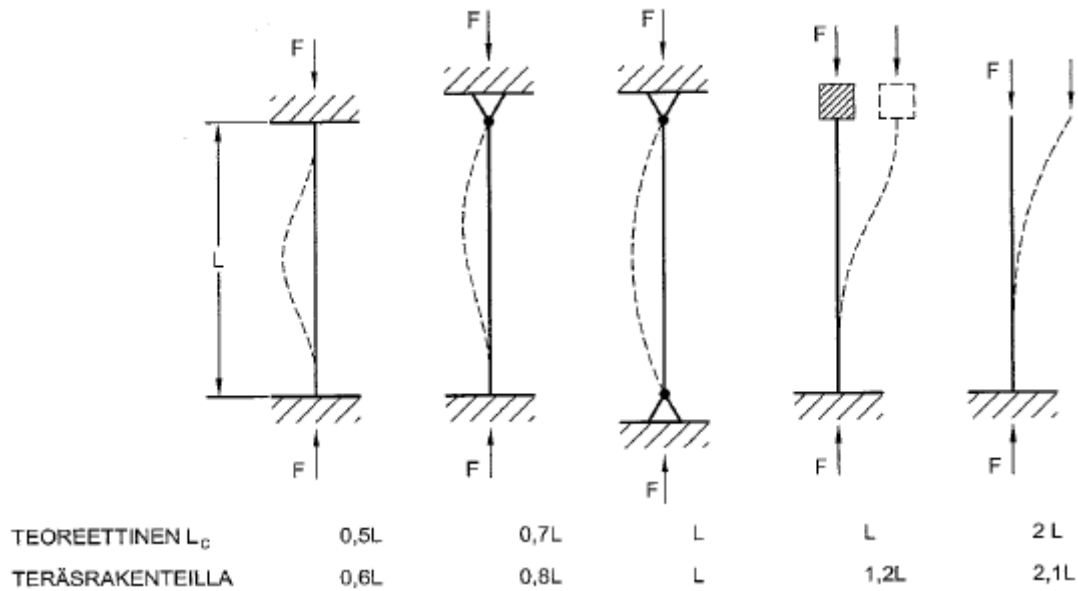
Livet tillhör TK1

Tvärsnittet tillhör TK3 vid branddimensionering.

Tryckta och böjda delar	
1	
	om $\alpha > 0.5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ om $\alpha \leq 0.5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
	om $\alpha > 0.5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ om $\alpha \leq 0.5$: $c/t \leq \frac{41.5\varepsilon}{\alpha}$

2.0 Knäckningshållfasthet

NURJÄHDUSPITUUS L_c TUKEMISTAVASTA RIIPPUEN



2.1 Böjknäckning, kring Y-axeln (styvare riktningen)

$$L_{cr,y} := 0.8 \cdot L_{pelare}$$

$$L_{cr,y} = 6.4 \text{ m}$$

$$N_{cr,y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr,y}^2} = 11592.689 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Slankhetstest: } \lambda_y := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \quad \lambda_y = 0.617 \leq 3.0 \text{ OK!}$$

Bestämmer knäckningskurva: [tab 6.2 och 6.1]

$$\frac{h}{b} = 1.033 \quad h/b \leq 1.2 \text{ och } t_f \leq 100 \text{ mm ger: knäckningskurva b i y-led.}$$

Tabell 6.1 – Imperfektionsfaktorer för knäckningskurvor

Knäckningskurva	a_0	a	b	c	d
Imperfektionsfaktor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_y := 0.34$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0.761$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} \quad \chi_y = 0.828 \quad \chi_y \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$N_{b.Rd.Y} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b.Rd.Y} = 3.658 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd.Y}} = 0.228 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

2.2 Knäckning kring Z-axeln (vekare riktningen)

$$L_{cr.Z} := 0.8 \cdot L_{pelare}$$

$$L_{cr.Z} = 6.4 \text{ m}$$

$$N_{cr.Z} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{L_{cr.Z}^2} = 3534.48 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_Z := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr.Z}}} = 1.118 \leq 3.0 \quad \text{OK!}$$

Bestämer knäckningskurva: [tab 6.2 och 6.1]

$$\frac{h}{b} = 1.033 \quad h/b \leq 1,2 \text{ och } t_f \leq 100 \text{ mm ger: knäckningskurva c i z-led.}$$

Tabell 6.1 – Imperfektionsfaktorer för knäckningskurvor

Knäckningskurva	a ₀	a	b	c	d
Imperfektionsfaktor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_Z := 0.49$$

$$\phi_Z := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_Z \cdot (\lambda_Z - 0.2) + \lambda_Z^2 \right] \quad \phi_Z = 1.35$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} \quad \chi_z = 0.475 \quad \chi_z \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$N_{b.Rd.Z} := \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b.Rd.Z} = 2.097 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd.Z}} = 0.397 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

2.3 (Böj)vridknäckning

Stålets skjuvmodul:

$$G_{\text{stål}} := 81000 \cdot \text{MPa}$$

$$I_0 := \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2} = 0.155 \text{ m}$$

$$N_{cr.T} := \frac{1}{I_0^2} \cdot \left(G_{\text{stål}} \cdot K_v + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot K_w}{L_T^2} \right)$$

$$N_{cr.T} = 5657.544 \cdot \text{kN}$$

$$N_{cr.T} := \min(N_{cr.y}, N_{cr.z}, N_{cr.T}) = 3.534 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_T := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr.T}}} = 1.118$$

Knäckningskurva c i z-led: $\alpha_T := 0.49$

$$\phi_T := 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\lambda_T - 0.2) + \lambda_T^2 \right]$$

$$\phi_T = 1.35$$

$$\chi_T := \frac{1}{\phi_T + \sqrt{\phi_T^2 - \lambda_T^2}} \quad \chi_T = 0.475 \quad \chi_T \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$L_T := L_{\text{pelare}}$$

$$y_0 := 0$$

$$z_0 := 0$$

För beräkning av hållfasthet med avseende på alla former av knäckning används det minsta χ -värdet.


$$\chi := \min(\chi_y, \chi_z, \chi_T) = 0.475$$

$$N_{b,Rd} := \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = 2.097 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.397 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

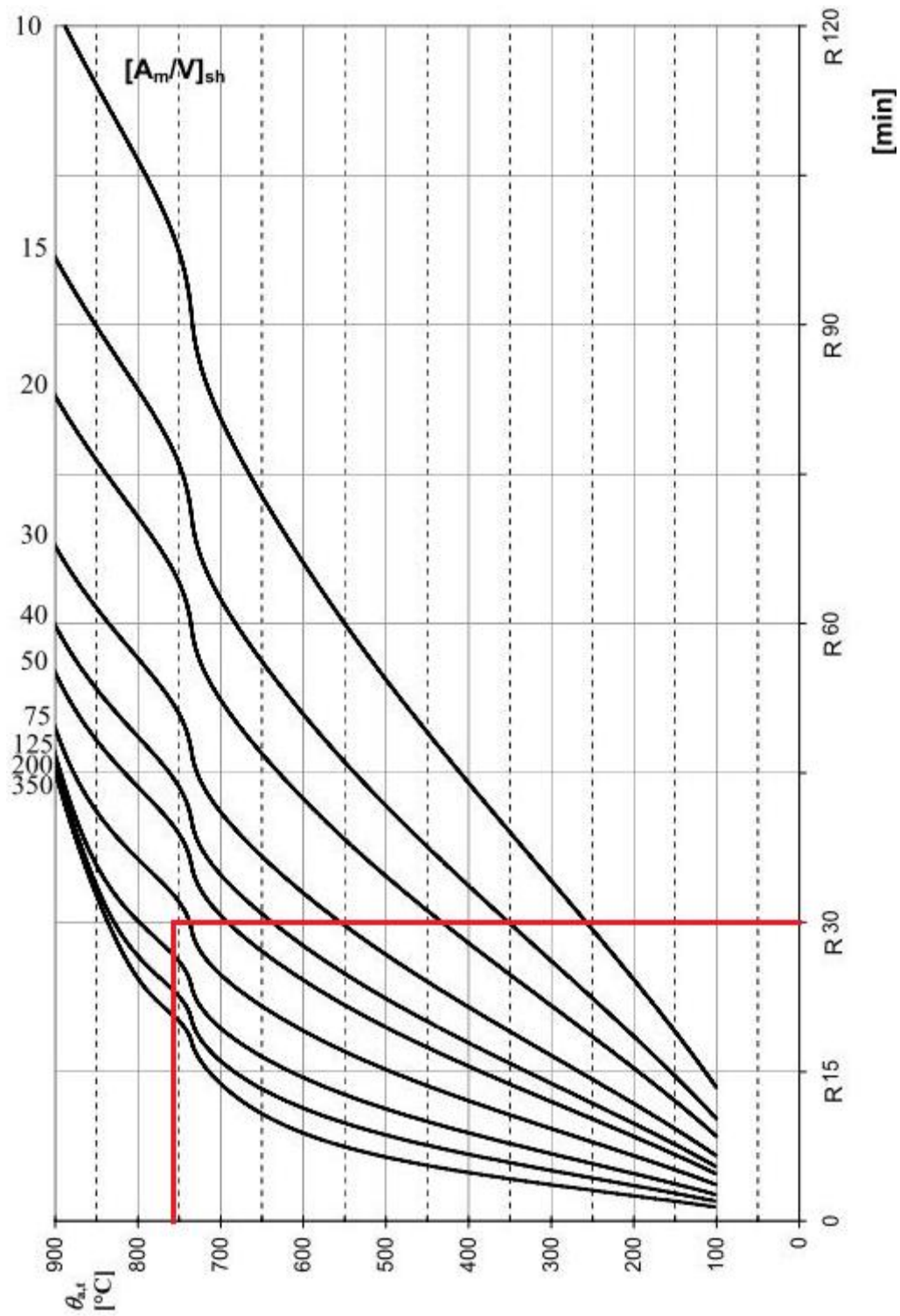
Kontrollerar om pelaren har tillräckligt stor bärförmåga för att klara brand R30 utan brandskydd.

		
HE		
HE 320 AA	86	114
HE 320 A	67	88
HE 320 B	52	69
HE 320 M	30	39

$$A_m/V = 88$$

Bedömmar att tvärsnittet är utsatt för brand från alla sidor vid en eventuell brand eftersom att sandwich panelerna också kommer att värmas upp av branden.

Nomogram taget från access steel SD004a



Enligt SD004a kommer pelaren att uppnå en temperatur på 760°C vid R30.

Tabell 3.1 Reduktionsfaktorer för spännings- töjningsförhållande för kolstål vid förhöjda temperaturer.
[EN 1993-1-2]

Stål- temperatur θ_a	Reduktionsfaktorer vid temperaturen θ_a relativt värdet på f_y eller E_a vid 20 °C		
	Reduktionsfaktor (relativt f_y) för effektiv sträckgräns	Reduktionsfaktor (relativt f_y) för proportionalitets- gränsen	Reduktionsfaktor (relativt E_a) för lutningen inom det linjära elastiska området
	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000
ANM. För värden mellan temperaturgränserna får linjär interpolering användas.			

Interpolerar för att få ett värde för 760 °C

$$k_{y,\theta} := \left[0,230 - \left(\frac{60}{100} \right) \cdot (0,230 - 0,110) \right] = 0,158$$

$$k_{E,\theta} := \left[0,130 - \left(\frac{60}{100} \right) \cdot (0,130 - 0,090) \right] = 0,106$$

2.4 Knäckningskapacitet med avseende på brand

$$L_{cr.y.fi} := 0.8 \cdot L_{pelare} = 6.4 \text{ m}$$

$$L_{cr.z.fi} := L_{cr.y.fi}$$

Knäckning i Y-led

$$\lambda_{y,\theta} := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = 0.617$$

$$\lambda_{y,\theta} := \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0.754$$

$$\alpha_{fi} := 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot \text{MPa}}{f_y}} = 0.529$$

$$\phi_{y,\theta} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{fi} \cdot \lambda_{y,\theta} + \lambda_{y,\theta}^2 \right) = 0.983$$

$$\chi_{y,fi} := \frac{1}{\phi_{y,\theta} + \sqrt{\phi_{y,\theta}^2 - \lambda_{y,\theta}^2}} = 0.619$$

Knäckning i Z-led:

$$\lambda_{z,\theta} := \lambda_z \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1.365$$

$$\phi_{z,\theta} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{fi} \cdot \lambda_{z,\theta} + \lambda_{z,\theta}^2 \right) = 1.792$$

$$\chi_{z,fi} := \frac{1}{\phi_{z,\theta} + \sqrt{\phi_{z,\theta}^2 - \lambda_{z,\theta}^2}} = 0.339$$

$$\chi_{fi} := \min(\chi_{y,fi}, \chi_{z,fi}) = 0.339$$

$$\gamma_{M,fi} := 1.0 \quad (\text{enligt EKS 9})$$

$$N_{b,fi,t,Rd} := \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = 236.243 \cdot \text{kN}$$

$$N_{b.fi.t.Rd} = 236.243 \cdot kN \geq N_{fi.Ed} = 541.645 \cdot kN \quad \text{OK!}$$

$$dock \text{ mindre } \ddot{a}nn: N_{b.Rd} = 2.097 \times 10^3 \cdot kN$$

3.0 Tvärsnittsbärförmåga för stavar i tvärsnittsklass 1, 2 eller 3 utsatt för samtidigt böjning och axiellt tryck.

$$\chi_{min.fi} := \chi_{fi}$$

$$M_{y.fi.Ed} = 46.02 \cdot kN \cdot m$$

$$\eta_{fi} \cdot M_{y.Ed.mitt} = -98.93 \cdot kN \cdot m$$

$$\psi := \frac{\eta_{fi} \cdot M_{y.Ed.mitt}}{M_{y.fi.Ed}} = -2.15$$

β_{MQ} blir 0 när inget moment
i Z-led finns att beakta.

$$\beta_{M.\psi} := 1.8 - 0.7 \cdot \psi = 3.305$$

$$\beta_{M.Q} := 0$$

$$M_Q := M_{y.Ed.mitt}$$

$$\beta_M := \beta_{M.\psi}$$

$$\beta_M = 3.305$$

$$\beta_{M.y} := \beta_M = 3.305$$

$$\mu_y := (2 \cdot \beta_{M.y} - 5) \cdot \lambda_{y.\theta} + 0.44 \cdot \beta_{M.y} + 0.29$$

$$\mu_y = 2.957 \leq 0.8$$

$$\mu_y := 0.8$$

$$k_y := 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi.Ed}}{\chi_{y.fi} \cdot A \cdot k_{y.\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M.fi}}} = -2.728 \times 10^{-3} \leq 3 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{N_{fi.Ed}}{\chi_{min.fi} \cdot A \cdot k_{y.\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M.fi}}} + \frac{k_y \cdot M_{y.fi.Ed}}{W_{el.y} \cdot k_{y.\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M.fi}}} = 229.123\% \quad \text{Håller intel!}$$

$$\beta_{M.LT} := \beta_{M.y}$$

$$\mu_{LT} := 0.15 \cdot \lambda_{z.\theta} \cdot \beta_{M.LT} - 0.15$$

$$\mu_{LT} = 0.527 \leq 0.9$$

$$k_{LT} := 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi.Ed}}{\chi_{z.fi} \cdot A \cdot k_{y.\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M.fi}}} = -0.207 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Reder ut M_{cr}

Vridning förhindrad i ena ändan ger: $k := 0.7$

Välvning fri i vardera ändan ger: $k_{\omega} := 1.0$

$$\psi := \frac{M_{y.Ed.mitt}}{M_{y.Ed}} = -2.15$$

$$C_1 := 2.752$$

$$M_{cr} := C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L_{pelare})^2} \cdot \sqrt{\left[\left(\frac{k}{k_{\omega}} \right)^2 \cdot \frac{K_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_{pelare})^2 \cdot G_{stål} \cdot K_v}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 2.184 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.515$$

$$\lambda_{LT.\theta.com} := \lambda_{LT} \cdot \left(\frac{k_{y.\theta}}{k_{E.\theta}} \right)^{0.5}$$

$$\lambda_{LT.\theta.com} = 0.628$$

$$\alpha_{fi} = 0.529$$

$$\phi_{LT.\theta.com} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{fi} \cdot \lambda_{LT.\theta.com} + (\lambda_{LT.\theta.com})^2 \right] = 0.864$$

$$\chi_{LT.fi} := \frac{1}{\phi_{LT.\theta.com} + \sqrt{(\phi_{LT.\theta.com})^2 - (\lambda_{LT.\theta.com})^2}} = 0.687$$

$$\frac{N_{fi.Ed}}{\chi_{z.fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M.fi}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.fi.Ed}}{\chi_{LT.fi} \cdot W_{el,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M.fi}}} = 212.553\% \quad \text{Håller inte!}$$

Bärförmågan vid samtidigt verkande normalkraft och moment är **INTE** tillräcklig för att pelaren ska klara av 30 minuter brand.

4.0 Skjuvkapacitet vid rumstemperatur

När tvärsnittet är TK2 vid rumstemperatur kan plastisk skjuvkapacitet $V_{pl,Rd}$ användas

$$V_{Ed} = 36.7 \cdot \text{kN} \quad \eta := 1.2$$

$$A_v := \max \left[\left[A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \right], \eta \cdot h_w \cdot t_w \right]$$

$$A_v = 4.117 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 843.715 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.043 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad \text{Kommer inte att inverka på momentkapaciteten. (Se nedan)}$$

6.2.8 Böjmoment och tvärkraft

- (1) Hänsyn bör tas till tvärkraftens inverkan på bärförmågan för moment.
- (2) Om tvärkraften är mindre än halva plastiska bärförmågan för tvärkraft, kan dess inverkan på bärförmågan för moment försummas förutom där skjuvbuckling reducerar, se EN 1993-1-5.
- (3) I annat fall bör den reducerade bärförmågan för moment sättas till bärförmågan för tvärsnittet beräknad med reducerad sträckgräns

5.0 Bestämning av momentkapaciteten $M_{el,y,Rd}$

$$M_{el,y,Rd} := \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 525.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{el,y,Rd}} = 0.135 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

5.1 Momentkapacitet vid brand

Pelaren är statiskt obestämt vilket ger $K_1=1.0$ och den är utsatt för brand från tre sidor som ger $K_2=0.85$

Styvare riktningen:

$$M_{Rd} := M_{el.y.Rd} \quad k_{y.\theta} = 0.158 \quad k_1 := 1.0 \quad k_2 := 0.85$$

$$M_{fi.t.Rd} := k_{y.\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\left(\frac{\gamma M_0}{\gamma M_1} \right)}{k_1 \cdot k_2}$$

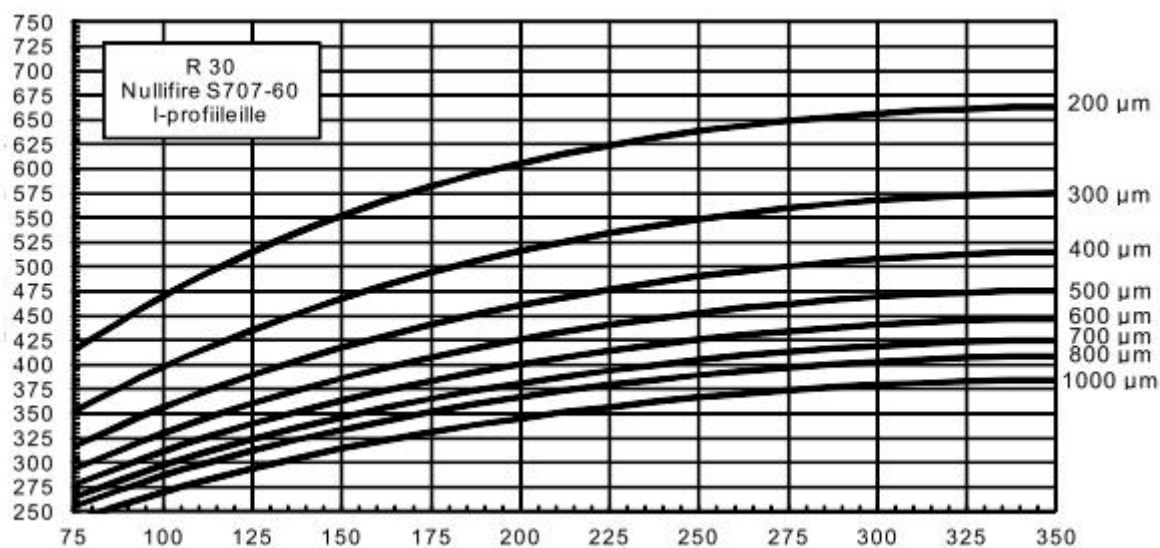
$$\frac{M_{y.fi.Ed}}{M_{fi.t.Rd}} = 47.121\% \quad \text{OK!}$$

Momentkapaciteten är tillräcklig vid brand 30 minuter

6.0 Bestämmer tjocklek på brandskydd för att klara 30 minuter brand.
Nullifire S707-60 används för att brandskydda stålet.

HE				
HE 320 AA	152	184	95	127
HE 320 A	117	141	74	98
HE 320 B	91	110	58	77
HE 320 M	50	60	33	43

Sektionsfaktorn för en brandskyddad HEA320
som är utsatt från alla sidor = **141**



Använder Nullifire S707 brandskyddsfärg för att uppnå R30.

Utifrån nomogramet ovan utläses att med ett lager **200 μm** tjockt räcker till för att profilen inte ska nå den kritiska temperaturen. Tvärsnittet når då högst en temperatur på **540°C**.